

# **ESTUDO AO ESFORÇO TRANSVERSO DE VIGAS EM BEAL REFORÇADAS COM UHPC**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia Civil: Especialização em Construção Urbana

**Autor**

**Vitor Manuel Quintaneiro Almeida**

**Orientadores**

**Prof. Doutor Hugo Sérgio Sousa Costa**

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

**Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo**

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

**Coimbra, Dezembro, 2019**



*“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que  
ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”*

*(Arthur Schopenhauer)*



---

## AGRADECIMENTOS

Com a conclusão de mais uma etapa desta caminhada académica, importa agradecer a quem esteve presente neste percurso e a quem me fez acreditar que seria possível atingir esta meta.

Um agradecimento especial aos meus orientadores, Prof. Hugo Costa e ao Prof. Ricardo do Carmo por toda a disponibilidade, apoio, dedicação e competência demonstrados quer durante os ensaios laboratoriais, quer na composição da dissertação, tornando-se determinantes para a conclusão deste mestrado.

Um agradecimento ao Professor Jónatas Valença pela sua colaboração na análise da rugosidade das interfaces. Não esquecendo também o técnico de laboratório de Materiais de Construção, o Sr. António Amaral, pela sua disponibilidade e sempre boa disposição.

Agradeço, também, aos meus colegas de laboratório Vitor Sousa, Tomás Cordeiro e Dany Marques, por todo o apoio, amizade e companheirismo para conseguirmos levar a bom porto esta investigação.

Aos meus pais e ao meu irmão, por todo o apoio incansável, preocupação e amor que demonstraram ao longo do meu percurso académico e que possibilitaram a conclusão desta etapa.

À Joana, pelo seu apoio indescritível, compreensão e carinho, sendo um dos grandes pilares na concretização deste objetivo.

Por último, agradeço a todos os docentes do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra por todos os conhecimentos transmitidos, possibilitando assim a conclusão desta fase tão importante da minha vida académica/profissional.

Um Muito, Muito Obrigado!



## RESUMO

A evolução a nível industrial tem feito surgir imensas questões de carácter ambiental. Tendo o setor da construção um enorme impacto ambiental, desde a exploração de pedreiras, utilização de produtos à base de petróleo para o funcionamento de equipamentos, ou mesmo nos resíduos de construção provenientes de demolições, existe a necessidade de criar processos alternativos que mitiguem este problema. A manutenção e a reabilitação do património construído surgem como uma das medidas mais eficazes para prevenir ou reduzir o consumo de energia no setor da construção.

O betão de ultra-elevado desempenho, designado como UHPC – *Ultra-High Performance Concrete*, tendo tido desenvolvimentos consideráveis nas últimas décadas, apresenta um conjunto de características vantajosas quando comparado com os betões correntes. Permite reduzir as secções transversais dos elementos estruturais, aliado ao facto de apresentar baixa porosidade resultando assim numa maior durabilidade. Estas características tornam o UHPC um produto de elevado interesse para aplicações estruturais, porém também com algumas desvantagens, nomeadamente, a necessidade de uma dosagem elevada de cimento e adições, provocando assim um elevado gasto económico e ambiental.

Neste trabalho estudou-se o comportamento de vigas ao esforço transverso, produzidas usando o conceito de *superskin*, que consiste na utilização de um UHPC apenas na camada de recobrimento, sendo o núcleo produzido com um betão de menor desempenho, neste caso um betão estrutural de agregados leves (BEAL). O objetivo desta solução, aplicar um betão de melhor qualidade apenas onde é mais preciso do ponto de vista da durabilidade, permite produzir simultaneamente vigas mais duráveis e eficientes do ponto de vista ecológico. Para atingir o objetivo definido, foram produzidas oito vigas na totalidade, uma viga de referência apenas com betão leve, seis vigas com diferentes tipos de ligação entre o núcleo e a *superskin*, duas delas variando a taxa de armadura, e uma viga produzida apenas com o recobrimento em UHPC sendo o núcleo em XPS, usado apenas como molde interno perdido. Os resultados experimentais permitiram analisar o efeito do tipo de ligação entre a *superskin* e o núcleo em BEAL, no comportamento das vigas ao esforço transverso.

**Palavras-Chaves:** betão estrutural de agregados leves (BEAL); betão de ultra elevado desempenho (UHPC); resistência ao esforço transverso; taxa de armadura de reforço; vigas; durabilidade; eco-eficiência.





## ABSTRACT

The industrial revolution has been making emerge many environmental issues. Since construction has a huge environmental role, from the exploration of quarries, the use of oil-based products to the equipment operation, or even at the construction residues from demolitions; there is the need to create alternatives that mitigate this issue. The maintenance and the rehabilitation of the built patrimony come as one of the most effective measures to prevent or to reduce the use of energy in the building sector.

The ultra-high performance concrete - UHPC, has had a significant development in the last decades, presenting a range of advantageous properties when compared to common concrete. It allows reducing the transversal sections of produced structural elements, combined with the fact that it presents low porosity leading to a bigger durability. These characteristics turn UHPC into a high interest product for structural applications, however it also has some disadvantages, namely, the need for high dose of cement and additions, causing a high economical and environmental cost.

In this dissertation, the behavior of the beams at the flexural effort it has been studied, using the concept of *superskin*, which consists on the use of UHPC as a coating layer, being the core produced in structural lightweight aggregate concrete (LWAC). The objective is to apply a higher quality concrete only where it is more important from the perspective of durability, which allows producing simultaneously more durable and efficient beams from an eco-efficient point of view. In order to achieve the defined objective, eight beams were produced in total, a reference beam made only with LWAC, six beams made with different types of connection between the core and the *superskin*, two of them changing the reinforcement ratio, and one beam produced only with the UHPC cover, being the core non-structural, with XPS, used only as lost internal mold. The experimental results allowed to analyze the effect of the type of interface between the *superskin* and the BEAL core, on the shear strength behavior of the beams.

**Keywords:** structural lightweight aggregate concrete (LWAC); ultra-high performance concrete (UHPC); shear strength; reinforcement ratio; beams; durability; eco-efficiency.



# ÍNDICE

<b>AGRADECIMENTOS</b>	v
<b>RESUMO</b>	vii
<b>ABSTRACT</b>	ix
<b>ÍNDICE</b>	xi
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	xv
<b>ÍNDICE DE QUADROS</b>	xix
<b>SIMBOLOGIA</b>	xxi
<b>GREGAS</b>	xxi
<b>LATINAS MAIÚSCULAS</b>	xxii
<b>LATINAS MINÚSCULAS</b>	xxiii
<b>ACRÓNIMOS</b>	xxv
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	1
1.1. Enquadramento do tema	1
1.2. Objetivos Propostos e Metodologia	2
1.3. Organização da Dissertação	3
<b>2. BETÕES ESTRUTURAIS LEVES E DE ELEVADO DESEMPENHO</b>	5
2.1. Betão Leve	5
2.1.1. Enquadramento Histórico	5
2.1.2. Aplicações Estruturais	7
2.1.3. Vantagens e Desvantagens do Betão Leve	10
2.1.4. Propriedades Mecânicas e Físicas	11
2.1.4.1. Massa Volúmica	12
2.1.4.2. Módulo de Elasticidade	12
2.1.4.3. Resistência à Compressão	13
2.1.4.4. Resistência à Tração e ao Corte	14
2.1.4.5. Retração	15
2.1.4.6. Fluência	16
2.2. UHPC - <i>Ultra High Performance Concrete</i>	17
2.2.1. Enquadramento Histórico	17
2.2.2. Aplicações Estruturais	19
2.2.3. Características Gerais do UHPC	21
2.2.4. Custos de Aplicação e Impacto Ambiental	22
2.2.5. Propriedades Físicas e Mecânicas	24
2.2.5.1. Massa Volúmica	24
2.2.5.2. Módulo de Elasticidade	24
2.2.5.3. Resistência a Compressão	24
2.2.5.4. Resistência a Tração e ao Corte	26

2.2.5.5. Retração.....	27
2.2.5.6. Fluência .....	27
<b>3. INTERFACE BETÃO-BETÃO E COMPORTAMENTO AO ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS.....</b>	<b>29</b>
3.1. Interface Betão-Betão .....	29
3.2. Comportamento ao Corte em Vigas .....	35
3.2.1. Tipos de Rotura por Esforço Transverso em Vigas .....	37
3.2.1.1. Rotura por Flexão localizada da armadura longitudinal .....	37
3.2.1.2. Rotura por corte-tração .....	38
3.2.1.3. Rotura por compressão do bordo superior.....	38
3.2.1.4. Rotura por falha de ancoragem no apoio .....	39
3.2.1.5. Rotura por esmagamento da biela de compressão .....	40
3.2.2. Influência das Fibras de Aço.....	40
<b>4. Programa Experimental.....</b>	<b>43</b>
4.1. Caracterização de Misturas .....	43
4.1.1. Constituintes e Composição do BEAL (Betão do núcleo).....	43
4.1.2. Constituintes e Composição do UHPC ( <i>Superskin</i> ).....	46
4.2. Caracterização das Armaduras .....	49
4.3. Características dos Betões .....	50
4.3.1. Resistência à Compressão .....	50
4.3.2. Módulo de Elasticidade .....	51
4.3.3. Massa Volúmica.....	52
4.3.4. Resistência a Tração por Flexão .....	52
4.4. Resultados .....	53
4.5. Estudo da Interface .....	54
4.5.1. Rugosidade das interfaces .....	54
4.5.2. Produção dos Provetes de ensaio .....	59
4.5.3. Ensaio de Corte Inclinado.....	60
4.5.4. Caracterização da Rugosidade da Interface .....	61
4.6. Descrição dos Ensaio das Vigas ao Corte .....	65
4.6.1. Descrição das Vigas .....	66
4.6.2. Armaduras das Vigas para o Ensaio ao Corte.....	67
4.6.3. Produção de Vigas.....	70
4.6.4. Descrição dos Ensaio e Instrumentação .....	75
<b>5. ANÁLISE DE RESULTADOS .....</b>	<b>79</b>
5.1. Erro na medição da Carga Aplicada .....	79
5.2. Relação Carga – Deslocamento das vigas .....	80
5.3. Análise dos Valores de Esforço Transverso .....	84
5.3.1. Esforço Transverso Teórico .....	84
5.3.2. Esforço Transverso Máximo Experimental .....	86
5.3.3. Relação $V_{teo}/V_{máx}$ .....	89

---

5.4. Fendilhação .....	89
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	97
6.1. Conclusões Principais .....	97
6.2. Desenvolvimentos Futuros .....	98
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	101
ANEXO A – MEDIÇÕES DAS VIGAS .....	107
ANEXO B – Relação Força no Atuador – $\Sigma$ Forças de Reação .....	109
ANEXO C – Relação Carga – Deslocamento .....	113
ANEXO D – Cálculo do Vteo .....	117



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Conceito de <i>Superskin</i> .....	2
Figura 2.1 - Coliseu de Roma .....	6
Figura 2.2 - <i>U.S. Bank Tower</i> .....	7
Figura 2.3 - Pavilhão de Portugal .....	8
Figura 2.4 - Movimentação da plataforma <i>Troll</i> .....	9
Figura 2.5 - Ponte do Fão, Esposende .....	10
Figura 2.6 - Comparação da evolução do coeficiente de fluência com a idade, para diferentes idades de carregamento, aos 7 e 28 dias .....	17
Figura 2.7 - Evolução das $f_{ck}$ aos 28 dias .....	19
Figura 2.8 - Viga em UHPC, aço, betão pré-esforçado, betão armado .....	19
Figura 2.9 - <i>The FootBridge of Peace</i> .....	20
Figura 2.10 - Comparação de custos de ciclo de vida entre um UHPC e um Betão convencional .....	23
Figura 2.11 - Diagrama tensão-extensão com diferentes tipos de betão .....	26
Figura 3.1 - Viga com interface lisa entre núcleo de BEAL e recobrimento em UHPC .....	29
Figura 3.2 - Modelo "dentes de serra" utilizado na teoria do corte-atrito .....	30
Figura 3.3 - Rugosidade Média .....	32
Figura 3.4 - Altura Média de Pico e Profundidade Média do Vale .....	33
Figura 3.5 - Altura Máxima do Pico e Profundidade Máxima do Vale .....	33
Figura 3.6 - Altura da Rugosidade Total .....	34
Figura 3.7 - SST: Dimensões e tensão na interface .....	34
Figura 3.8 - Trajetória de tensões em uma viga num estado não fendilhado .....	36
Figura 3.9 - Fendilhação de uma viga .....	36
Figura 3.10 – Modelo de Escoras e Tirantes .....	37
Figura 3.11 - Rotura por flexão localizada da armadura longitudinal .....	38
Figura 3.12 - Rotura por corte-tração .....	38
Figura 3.13 - Rotura por compressão do bordo superior .....	39

Figura 3.14 - Rotura por falha de ancoragem no apoio .....	39
Figura 3.15 - Rotura por esmagamento da biela de compressão .....	40
Figura 3.16 - Concentração de tensões .....	41
Figura 3.17 - Viga com e sem fibras de aço .....	42
Figura 4.1 - CEM II/ A-L 42.5 R .....	44
Figura 4.2 - Cinzas Volantes .....	44
Figura 4.3 - LECA® MD .....	44
Figura 4.4 - LECA® XS .....	44
Figura 4.5 - Areia Média 0/4 mm .....	45
Figura 4.6 - Adjuvante MasterGlenium SKY 526 .....	45
Figura 4.7 - CEM I – 52.5 R .....	47
Figura 4.8 - Fíler Calcário .....	47
Figura 4.9 - Areia Fina 0/1 mm .....	47
Figura 4.10 - Fibras de DRAMIX OL 10/0.12 .....	48
Figura 4.11 - Aspeto de Armaduras utilizadas nas vigas .....	49
Figura 4.12 - Provete Cúbicos para ensaio à Compressão .....	50
Figura 4.13 - Ensaio de Resistência à Compressão .....	51
Figura 4.14 - Determinação do Módulo de Elasticidade em provete prismático .....	52
Figura 4.15 - Preparação de cofragem para superfície lisa .....	55
Figura 4.16 - Viga com superfície lisa .....	55
Figura 4.17 - Preparação de cofragem para superfície com conectores .....	56
Figura 4.18 - Pormenor dos conectores metálicos .....	56
Figura 4.19 - Superfície com conectores metálicos .....	57
Figura 4.20 - Limpeza da viga com retardador de presa .....	57
Figura 4.21 - Superfície rugosa .....	58
Figura 4.22 - Cofragem para superfície indentada .....	58
Figura 4.23 - Superfície indentada .....	59
Figura 4.24 - Esquema de provete prismático para ensaio ao corte inclinado .....	59
Figura 4.25 – Analisador de Rugosidade Laser 2D .....	61
Figura 4.26 – Perfil de Rugosidade da superfície lisa, através do SurfTEX .....	62
Figura 4.27 - Perfil de Rugosidade da superfície com conectores metálicos, através do SurfTEX .....	63



Figura 4.28 - Perfil de Rugosidade com retardor de presa, através do SurfTEX .....	63
Figura 4.29 - Perfil de Rugosidade da superfície indentada, através do SurfTEX .....	64
Figura 4.30 - Esquema de ensaio ao corte e respetivo diagrama de esforços (M,V) .....	66
Figura 4.31 - Viga V4_T_O antes do ensaio .....	67
Figura 4.32 - Cofragem com armadura .....	68
Figura 4.33 - Corte Transverso e Longitudinal da viga com armadura inferior Ø16 mm .....	69
Figura 4.34 - Esquema da cofragem das vigas em CAD .....	70
Figura 4.35 - Cofragem metálica com armaduras .....	71
Figura 4.36 - Execução de amassaduras do BEAL .....	71
Figura 4.37 - Betonagem do BEAL .....	72
Figura 4.38 - Cura das vigas do BEAL .....	72
Figura 4.39 - Amassadura da <i>superskin</i> com detalhe de fibras .....	73
Figura 4.40 - Betonagem do UHPC .....	74
Figura 4.41 - Descofragem .....	74
Figura 4.42 - Pórtico de Ensaio .....	75
Figura 4.43 - Esquema do Ensaio .....	76
Figura 4.44 - Esquema detalhado do equipamento de ensaio .....	77
Figura 4.45 - Viga V1_T_L preparada para ensaio .....	77
Figura 4.46 - Viga V3_T_R preparada para ensaio .....	78
Figura 5.1 - Relação Força atuador – $\Sigma$ Forças de reação (V4_T_O) .....	79
Figura 5.2 - Diagrama de Carga/Deslocamento (Vigas com a mesma taxa de armadura) .....	81
Figura 5.3 - Diagrama de Carga-Deslocamento (Vigas com rotura por flexão) .....	81
Figura 5.4 - Força Máxima obtida por tipo de viga .....	82
Figura 5.5 - Esforço Transverso Máximo obtido por tipo de viga .....	87
Figura 5.6 - Relação $V_{\text{máx}} - R_{\text{pm}}$ .....	88
Figura 5.7 - Relação $V_{\text{máx}} - R_{\text{vm}}$ .....	88
Figura 5.8 - 50% a 75% da $F_{\text{máx}}$ (V0_T_REF) .....	90
Figura 5.9 - $F_{\text{máx}}$ (V0_T_REF) .....	90
Figura 5.10 - Rotura (V0_T_REF) .....	90
Figura 5.11 - 50% a 75% da $F_{\text{máx}}$ (V1_T_L) .....	91
Figura 5.12 - $F_{\text{máx}}$ (V1_T_L) .....	91
Figura 5.13 - Rotura (V1_T_L) .....	91

Figura 5.14 - 50% a 75% da $F_{\text{máx}}$ (V2_T_C) .....	92
Figura 5.15 - $F_{\text{máx}}$ (V2_T_C) .....	92
Figura 5.16 - Rotura (V2_T_C) .....	92
Figura 5.17 - 50% a 75% da $F_{\text{máx}}$ (V3_T_R) .....	93
Figura 5.18 - $F_{\text{máx}}$ (V3_T_R) .....	93
Figura 5.19 - Rotura (V3_T_R) .....	93
Figura 5.20 - 50% a 75% da $F_{\text{máx}}$ (V4_T_0) .....	94
Figura 5.21 - $F_{\text{máx}}$ (V4_T_0) .....	94
Figura 5.22 - Rotura (V4_T_0) .....	94
Figura 5.23 - Rotura (V5_T_L_F10) .....	95
Figura 5.24 - Rotura (V6_T_O_F10) .....	95
Figura 5.25 - Rotura (V7_T_L_SK) .....	95
Figura 5.26 - Destacamento da superfície da viga (V1_T_L) .....	96
Figura A.1.1 - Ilustração das dimensões .....	107
Figura B.1.1 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V0_T_REF) .....	109
Figura B.1.2 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V1_T_L) .....	109
Figura B.1.3 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V2_T_C) .....	110
Figura B.1.4 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V3_T_R) .....	110
Figura B.1.5 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V4_T_0) .....	111
Figura B.1.6 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V5_T_L_F10) .....	111
Figura B.1.7 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V6_T_0_F10) .....	112
Figura B.1.8 - Relação na força atuador – $\Sigma$ Forças de Reação (V7_T_SK) .....	112
Figura C.1.1 - Relação Carga/Deslocamento (V0_T_REF) .....	113
Figura C.1.2 - Relação Carga/Deslocamento (V1_T_L) .....	113
Figura C.1.3 - Relação Carga/Deslocamento (V2_T_C) .....	114
Figura C.1.4 - Relação Carga/Deslocamento (V3_T_R) .....	114
Figura C.1.5 - Relação Carga/Deslocamento (V4_T_0) .....	115
Figura C.1.6 - Relação Carga/Deslocamento (V5_T_L_F10) .....	115
Figura C.1.7 - Relação Carga/Deslocamento (V6_T_0_F10) .....	116
Figura C.1.8 - Relação Carga/Deslocamento (V7_T_SK) .....	116

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classe de Massas Volúmicas do BEAL pelo EC2 .....	12
Quadro 2.2 - Classe de Resistência dos Betões Agregados Leves pelo EC2 e MC10 .....	14
Quadro 2.3 - Resistência à Compressão e Relação A/C .....	22
Quadro 2.4 – Comparação BDN com UHPC .....	23
Quadro 2.5 - Variação da resistência a compressão e módulo de elasticidade consoante o tipo de cura .....	26
Quadro 3.1 - Coeficientes de rugosidade, propostos pelo EC2 e MC10 .....	31
Quadro 3.2 - Coeficientes de atrito propostos pelo ACI .....	31
Quadro 4.1 – Composição para 1 m <sup>3</sup> de BEAL .....	46
Quadro 4.2 – Composição para 1 m <sup>3</sup> de UHPC .....	48
Quadro 4.3 - Características do aço utilizado (EC2) .....	49
Quadro 4.4 - Ensaio de caracterização do betão realizados .....	50
Quadro 4.5 – Resultados dos ensaios realizados .....	53
Quadro 4.6 - Resultados do ensaio de Tração por Flexão .....	54
Quadro 4.7 - Valores da Resistência ao corte da interface .....	61
Quadro 4.8 – Parâmetros de rugosidade, através do SurfTEX .....	64
Quadro 4.9 – Áreas de Aço e Taxa de Armadura (Tipo 1) .....	69
Quadro 4.10 – Áreas de Aço e Taxa de Armadura (Tipo 2) .....	69
Quadro 5.1 – Valores Máximos de Carga ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e Deslocamento ( $\delta_{m\acute{a}x}$ ) .....	82
Quadro 5.2 - Valores de $V_{teo}$ .....	85
Quadro 5.3 – Valores experimentais do Esforço Transverso .....	86
Quadro 5.4 - Relação entre valores teóricos e experimentais de esforço transverso .....	89
Quadro A.1.1 – Controlo de Medições das vigas produzidas .....	107



**SIMBOLOGIA****GREGAS**

$\alpha$	Ângulo entre a interface e a vertical no provete de ensaio SST
$\delta$	Deslocamento vertical/flecha
$\delta_{\text{máx}}$	Deslocamento vertical máximo
$\varepsilon_c$	Extensão no betão
$\varepsilon_{cu3}$	Extensão última do betão (EC2)
$\varepsilon_y$	Extensão de cedência do aço
$\varepsilon_u$	Extensão de rotura do aço
$\varepsilon_{\text{sup}}$	Extensão na fibra superior
$\eta$	Coefficiente do Model Code 2010
$\lambda$	Coefficiente do Model Code 2010
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de segurança do betão
$\rho$	Taxa de armadura tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura comprimida
$\tau$	Tensão de corte
$\sigma$	Tensão normal
$\varnothing$	Diâmetro do varão
$\Phi$	Coefficiente de fluência
$v_u$	Resistência ao corte da interface entre betões

---

**LATINAS MAIÚSCULAS**

$A_{\text{betão}}$	Área de betão
$A_s$	Área da secção transversal das armaduras em tração
$A_{s'}$	Área da secção transversal das armaduras em compressão
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F$	Força ou carga aplicada
$F_c$	Força no betão
$F_{\text{máx}}$	Força máxima
$F_p$	Força de rotura do provete de ensaio à tração por compressão diametral
$F_{R,1}$	Força correspondente a uma flecha central de 0,47 m
$F_{R,2}$	Força correspondente a uma flecha central de 1,32 mm
$F_{R,3}$	Força correspondente a uma flecha central de 2,17 mm
$F_{R,4}$	Força correspondente a uma flecha central de 3,02 mm
$R_a$	Rugosidade média
$R_{\text{máx}}$	Pico máximo da altura do vale
$R_y$	Altura da rugosidade total
$R_{\text{pm}}$	Altura média de pico
$R_p$	Profundidade média do vale
$R_{ym}$	Profundidade média do vale
$R_y$	Profundidade máxima do vale
$V_{\text{máx}}$	Valor máximo (experimental) do esforço transverso
$V_{rd}$	Valor (de cálculo) do esforço transverso resistente
$V_{rd,c}$	Valor (de cálculo) do esforço transverso resistente do contributo do betão
$V_{rd,F}$	Valor (de cálculo) do esforço transverso resistente do contributo das fibras
$V_{rd,s}$	Valor (de cálculo) do esforço transverso resistente do contributo do aço
$V_{\text{teo}}$	Valor teórico (de cálculo) do esforço transverso

**LATINAS MINÚSCULAS**

$1/r$	Curvatura da secção
$a$	Distância entre a armadura tracionada e a face inferior da secção; Aresta da secção transversal do provete de ensaio SST
$a_p$	Aresta de menor dimensão do provete de ensaio à tração por compressão diametral
$a'$	Distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção
$b$	Largura da secção/viga
$b_R$	Largura do provete de ensaio à tração por flexão
$c$	Recobrimento das armaduras da viga
$d$	Altura útil da secção da viga
$e_h$	Comprimento horizontal entre a secção onde estão fixos os LVDTs horizontais
$f_c$	Valor da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm,cil}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cilíndricos
$f_{cm,cubo}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cúbicos
$f_{ct}$	Valor da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ct,fl}$	Valor da tensão de rotura do betão à tração por flexão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
$f_{Ftu}$	Valor da tensão residual máxima das fibras
$f_{Fts}$	Valor da tensão residual de serviço das fibras
$f_R$	Valor da tensão residual de flexão do betão
$f_{sy}$	Valor da tensão de cedência do aço
$f_{su}$	Valor da tensão de rotura do aço
$h$	Altura da secção transversal da viga
$h_R$	Altura do provete de ensaio à flexão para determinar a resistência à tração
$l$	Comprimento da viga
$l'$	Distância entre apoios da viga
$s_w$	Espaçamento entre estribos
$w_u$	Valor máximo de abertura das fendas





---

## ACRÓNIMOS

A/C	Relação, em massa, água/cimento
BEAL	Betão estrutural de agregados leves
BDN	Betão de densidade normal
UHPC	Betão de Ultra Elevado Desempenho ( <i>Ultra High Performance Concrete</i> )
HSC	Betão de Elevada Resistência
HPC	Betão de Elevado Desempenho
FRC	Betão Reforçado com Fibras
UHSC	Betão de Ultra Elevada Resistência
RPC	Betão em Pó Reativo
UHPFRC	Betão de Ultra Elevado Desempenho reforçado com Fibras
XS	Leca® estrutural 0/3 mm
MD	Leca® estrutural 4/12 mm
CMOD	<i>Crack Mouth Opening Displacement</i>
SST	<i>Slant Shear Test</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
IPQ	Instituto Português da Qualidade
EC2	Eurocódigo 2
MC10	<i>Model Code 2010</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>



## 1. INTRODUÇÃO

Neste primeiro capítulo é feito o enquadramento do tema, bem como uma descrição esclarecedora dos objetivos e metodologia adotada e a forma como se organiza a informação presente na dissertação.

### 1.1. Enquadramento do tema

Sendo a preocupação ambiental, particularmente a redução das emissões de dióxido de carbono para a atmosfera, uma das maiores prioridades dos tempos que correm, o papel da sustentabilidade na construção tem sido uma das prioridades na investigação das estruturas de betão. O betão é um dos materiais preferidos para a construção a nível mundial. Este interesse surge devido às suas características, por exemplo, de ser um material moldável no estado fresco, apresentar uma resistência a compressão relativamente elevada e um baixo custo de produção, quando comparado com outros materiais. O constante avanço ao nível da engenharia tem permitido melhorar bastante as características dos materiais, incluindo o betão. Nas últimas décadas têm sido desenvolvidos betões com elevado desempenho, tanto ao nível da durabilidade, como é caso do UHDC, ultra-high durability concrete, como ao nível das propriedades mecânicas, como o UHPC, ultra high performance concrete (Saldanha *et al*, 2012). O desenvolvimento deste tipo de betões permitiu aumentar o período de vida útil das estruturas em betão armado, assim como o seu uso em novas aplicações e ambientes onde a exposição ambiental é mais severa (Ghafari *et al*, 2012). Estes betões são caracterizados por uma relação reduzida água/cimento (A/C), elevadas dosagens de cimento e uma matriz ultra densa, obtendo-se assim uma permeabilidade reduzida e, consequentemente, melhoria das propriedades mecânicas.

As boas características apresentadas pelos betões de elevado desempenho devem-se à elevada percentagem de cimento e adições na mistura, o que implica elevados custos, tanto a nível económico como também a nível ambiental. Com o intuito de aproveitar as suas excelentes características mecânicas e a sua elevada durabilidade, e simultaneamente minimizar os impactos negativos do seu uso, foi desenvolvido o conceito de *superskin*. A ideia do uso de uma *superskin* em elementos estruturais foi desenvolvida no âmbito de um projeto de investigação “*Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*”, liderado pelo Prof. Eduardo Júlio. O conceito consiste na aplicação de um betão de ultra elevado desempenho apenas na camada de recobrimento de elementos estruturais, sendo o núcleo constituído por um betão com menor desempenho (Figura 1.1). O objetivo é produzir elementos estruturais mais eficientes do ponto de vista económico e ambiental, pois o betão que proporciona o aumento da durabilidade, mas que envolve também o consumo de enormes quantidades de cimento é aplicado apenas junto às faces dos elementos, onde é mais necessário. Esta solução pode ser utilizada na pré-fabricação ou na reabilitação de estruturas já existentes, duas áreas muito importantes no setor da construção.

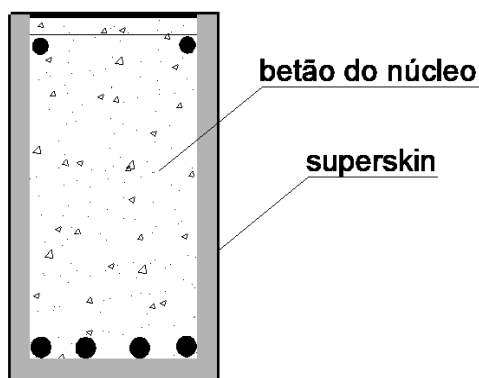


Figura 2.1 - Conceito de *Superskin*

A presente dissertação foi desenvolvida no âmbito de um estudo mais geral sobre a aplicação de *superskin* em elementos estruturais, sendo complementada com mais três trabalhos: i) dissertação do mestre Tomás Cordeiro, que foca o seu estudo na influência dos vários tipos de ligação entre a *superskin* e o núcleo no comportamento das vigas à flexão; ii) dissertação do mestrando Dany Marques que analisa o comportamento de vigas com *superskin* nas condições de serviço, estados limites de utilização, nomeadamente a deformação e a fendilhação;; iii) dissertação do mestrando Vitor Sousa, que visa estudar a resistência ao punçoamento de lajes com *superskin*.

## 1.2. Objetivos Propostos e Metodologia

O trabalho desenvolvido na presente dissertação tem como objetivo estudar o comportamento de vigas, constituídas com uma *superskin* e o núcleo em betão estrutural de agregados leves (BEAL), ao esforço de corte. Neste estudo é analisada em particular a combinação entre o BEAL e um betão de UHPC, e como é que o tipo de ligação-interface entre estes dois tipos de betão pode influenciar a resistência ao esforço transversal das vigas. Para atingir este objetivo foram produzidas e ensaiadas oito vigas diferentes, cinco com a mesma taxa de armadura longitudinal, duas com uma taxa de armadura longitudinal inferior às vigas anteriores e uma viga constituída somente pela *superskin* e o núcleo em XPS. A designação utilizada para as vigas foi a seguinte: V0\_T\_REF: Referência; V1\_T\_L: Lisa; V2\_T\_C: Conectores; V3\_T\_R: Rugosa; V4\_T\_O: Indentada/Ondulada; V5\_T\_L\_F10: Lisa com armadura longitudinal inferior Ø10; V6\_T\_O\_F10: Indentada/Ondulada com armadura longitudinal inferior Ø10; V7\_T\_SK: *Superskin*.

A realização deste estudo desenvolveu-se em várias etapas, das quais destacam-se as seguintes:

- Revisão bibliográfica sobre os assuntos em análise, nomeadamente:
  - i) as propriedades dos betões estruturais de agregados leves (BEAL);
  - ii) as propriedades dos betões de ultra elevado desempenho (UHPC);

- 
- iii) as características da interface entre os dois betões;
  - iv) o comportamento das vigas sob o efeito do esforço de corte;
  - Planeamento do programa experimental, englobando o estudo da conceção das vigas a ensaiar, para se atingir o tipo de rotura pretendido;
  - Fabrico das vigas a ensaiar e dos provetes necessários para caracterização das propriedades dos materiais;
  - Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados;
  - Realização dos ensaios experimentais com as vigas produzidas até à rotura e recolha de dados;
  - Análise e discussão dos resultados, onde é estudado o comportamento das vigas e é realizada uma comparação com resultados teóricos previstos;
  - Redação e organização do documento, salientando a apresentação das principais conclusões.

### **1.3. Organização da Dissertação**

O presente trabalho encontra-se dividido em seis capítulos, os quais descrevem as diversas etapas do trabalho realizado.

No capítulo 1 (Introdução) é feito um pequeno enquadramento do tema em estudo, são definidos os principais objetivos e metodologia utilizada, bem como é explicada a estrutura da dissertação.

No capítulo 2 (Betões Estruturais Leves e de Elevado Desempenho) apresenta-se o resumo da pesquisa bibliográfica efetuada relativamente aos betões utilizados, ou seja, a evolução histórica, campo de aplicações, vantagens e desvantagens de cada um dos tipos e as suas respetivas características físicas e mecânicas.

No capítulo 3 (Interface Betão-Betão e Comportamento ao Esforço Transverso em Vigas) apresenta-se primeiro, um resumo sobre o comportamento da interface nas ligações betão-betão, sendo este um ponto chave do trabalho. Seguidamente, apresenta-se uma breve explicação do comportamento das vigas ao corte, dando alguma ênfase à influência de fibras de aço na composição do betão e ao seu contributo no comportamento ao corte.

No capítulo 4 (Programa Experimental) descreve-se o programa experimental realizado. É efetuada a caracterização das misturas e dos betões no estado endurecido, a descrição e caracterização das armaduras utilizadas, descrição da produção das vigas ensaiadas e dos provetes para o ensaio de corte inclinado, assim como a descrição dos ensaios experimentais realizados, incluindo uma explicação da metodologia e dos equipamentos utilizados.

No capítulo 5 (Análise de Resultados) é realizada a análise e discussão dos resultados experimentais obtidos. Sendo apresentados diagramas, quadros e figuras com o intuito de auxiliar na sua análise, incluindo: relação carga-deslocamento, valores teóricos do esforço

transverso, valores experimentais máximos do esforço transverso, padrão de fendilhação e tipo de rotura.

No capítulo 6 (Considerações Finais), por fim, apresentam-se as principais conclusões retiradas do estudo realizado. Tendo sido também realizada uma reflexão global sobre os resultados obtidos e a concretização dos objetivos propostos. Apresentam-se ainda algumas sugestões para desenvolvimentos futuros sobre o tema em estudo.

## 2. BETÕES ESTRUTURAIS LEVES E DE ELEVADO DESEMPENHO

### 2.1. Betão Leve

No decorrer da história o Betão Leve tem tido um papel fundamental na construção, sendo que a sua utilização foi crescendo, devido ao avanço tecnológico, tornando-se assim mais competitivo. As suas características tornam a sua utilização de elevado interesse, devido à redução do seu peso, à melhoria de algumas propriedades físicas e à sua elevada durabilidade. A produção de BEAL baseia-se na mistura de proporções otimizadas de material ligante, água e adjuvantes, e de agregados leves ou uma mistura destes com agregados de densidade normal (Costa, 2012).

#### 2.1.1. Enquadramento Histórico

Documentos históricos revelam que as primeiras aplicações do Betão Leve ocorreram na construção da Babilónia pelo povo Sumério no 3º milénio a.C., em que a sua composição incluía agregados naturais de origem vulcânica, como a pedra pomes. Com maior ênfase do que o povo Grego, o povo Romano foi quem mais construiu recorrendo à utilização deste material. O povo Romano produzia este material recorrendo à utilização de material vulcânico (pedra pomes e escórias), sendo utilizado como ligante pozolanas e cal misturadas com água. O povo Maia também utilizava este tipo de material com o objetivo de reduzir o peso próprio das fundações, nas suas construções (Chandra e Berntsson, 2002).

Relacionando a redução do seu peso com a sua boa resistência, o BEAL foi utilizado em inúmeras obras de ênfase histórico, muitas delas atualmente ainda se encontram parcial ou totalmente bem conservadas. O Coliseu de Roma (Figura 2.1), um monumento de carácter histórico, permanece ainda elevado nos dias de hoje, podendo este ser um símbolo do grande conhecimento Romano. Este monumento foi construído com base em alvenaria de pedra e marcado pelo uso de BEAL nas suas fundações e paredes. Apesar do tempo de construção (cerca de uma década), este marco histórico foi uma das primeiras grandes construções em que o BEAL foi utilizado. Outro exemplo do elevado conhecimento do povo Romano, diz respeito ao Panteão de Roma, construído entre 118 e 128 d.C., tem uma altura de 43 metros e uma cúpula semiesférica com o diâmetro da mesma altura do edifício. Na produção do betão foram utilizadas seis misturas diferentes de agregados dando origem a betões com massas volúmicas que variaram entre  $1300 \text{ kg/m}^3$  na zona do óculo no topo da cúpula até  $2200 \text{ kg/m}^3$  junto às fundações. Esta estrutura foi construída com o triplo do vão que já alguma vez tinha sido construído, sendo este diâmetro atingido e superado somente após 1 500 anos, por Miguel Ângelo na Basílica de S. Pedro (Cruz, 2000). O povo Romano, devido ao elevado conhecimento, conseguiu aplicar material de maior densidade e resistências na base e ir diminuindo estas características consoante a altura de construção (Costa, 2008).



Figura 2.1 - Coliseu de Roma

A Catedral de Santa Sofia construída em Istanbul, entre 532 e 537, foi considerada a maior catedral do mundo, onde a sua enorme cúpula é o grande chamariz deste monumento, sendo na sua construção utilizado um betão de agregados leves (Chandra e Berntsson, 2002). O desenvolvimento de betões estruturais leves com misturas de agregados artificiais surgiu em 1918 quando o americano *S. J. Hayde* fabricou um agregado de argila expandida e o empregou na produção de betão. *Hayde* desenvolveu um processo industrial para expandir argila usando um forno tubular giratório a uma temperatura de 1 200° C. Os agregados obtidos possuíam uma menor densidade, porém a sua resistência não era alterada quando comparada com o betão normal. A produção comercial de argila expandida só viria a acontecer no ano de 1928, nos Estados Unidos da América e apenas anos mais tarde a produção deste material passou a ser feita na Europa (Silva, 2007).

Após a 1ª Guerra Mundial (primeira metade do século XX), o Betão Leve teve um papel fundamental no campo naval devido à escassez do aço, assim foi necessário procurar e recorrer a outros materiais para a construção de navios. O betão leve foi então utilizado na construção do casco, conseguindo assim reduzir o uso de aço para 1/3, quando comparado com uma embarcação normal. Atualmente, este método de construção de embarcações já não é usado, devido ao tempo e custo de construção, quando comparado com a construção do mesmo navio em aço (Costa, 2008).

Desde então, este material tem sofrido diversos desenvolvimentos tecnológicos, permitindo assim, uma evolução e consequente aplicação em novos campos da engenharia estrutural.



### 2.1.2. Aplicações Estruturais

Nas décadas seguintes, o BEAL teve uma enorme importância em diversas obras de construção civil, desde pontes, edifícios de grande altura e mesmo em estruturas pré-fabricadas. A sua utilização era justificada pela sua reduzida densidade, levando assim a uma redução em termos de suporte de carga de elementos de menor seção transversal, constituindo assim uma forte vantagem na redução e melhoramento das fundações (Cordeiro, 2019).

Em edifícios de grande envergadura a utilização deste material resulta numa redução do peso próprio, e consequentemente, o aligeiramento dos elementos estruturais, permitindo assim a redução de esforços a nível da estrutura e principalmente ao nível das fundações (Costa, 2008). O seu bom comportamento a nível de resistência ao fogo e isolamento térmico justificam também o seu uso. Como exemplos, a *U. S. Bank Tower* (Figura 2.2) nos Estados Unidos da América, com 75 pisos, construída em 1990, a Torre Picasso em Madrid datada de 1988 e o *One Shell Plaza* com 52 pisos, também nos Estados Unidos da América (Costa, 2012).

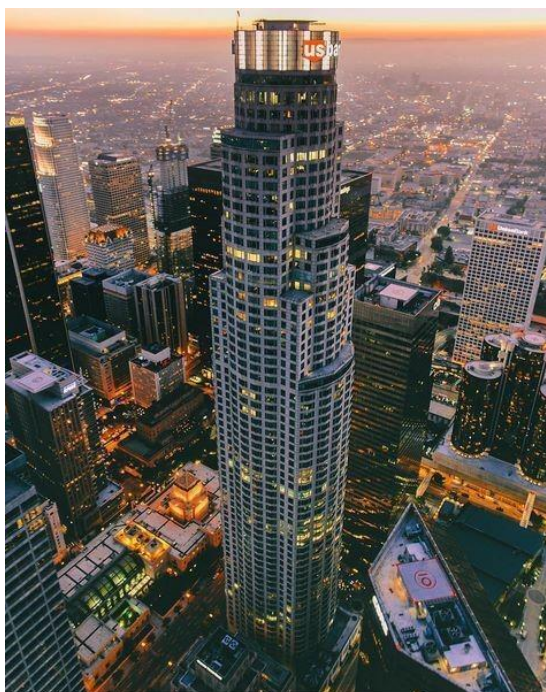


Figura 2.2 - *U.S. Bank Tower*

Na Torre Picasso foi utilizado um betão leve com agregados leves com volúmica do grão de  $1,38 \text{ g/cm}^3$  e granulometria variada (3 a 8 mm). Este material foi pré-molhado até cerca de 40% do seu peso, para garantir a bombagem, sendo utilizados cerca de  $10\,000 \text{ m}^3$  de betão leve de classe de consistência S 4, classe de densidade D 2,0 e classe de resistência LC 20/22, em lajes mistas com 11 cm de espessura, reduzindo o peso total do edifício em cerca de 50 MN, uma notável redução de custo das fundações (Maage *et al.*, 1998).

No edifício *One Shell Plaza*, que tem uma altura de 218 m, caso não tivesse beneficiado do uso de betão leve apenas se conseguiria construir um edifício de 35 pisos. Este edifício foi

construído totalmente em betão leve, tendo sido a sua chave um bloco em betão leve de 18m abaixo do nível do solo. Conseguiu-se atingir uma resistência à compressão, aos 28 dias, do betão leve, das paredes de contraventamento e dos pilares, de 41,2 MPa e nas estruturas dos pisos de 35,3 MPa (Silva, 2007).

Em Portugal, uma obra de grande destaque e com um desenho arquitetónico fora do vulgar é a cobertura do Pavilhão de Portugal (Figura 2.3), construído em 1998, idealizada pelo arquiteto Siza Vieira, sendo esta obra levada a cabo com o recurso a agregados de argila expandida Leca®. Devido à sua reduzida curvatura existe um aumento dos esforços horizontais nos topos, porém, com o uso do betão leve criou-se uma redução significativa a nível das cargas permanentes, aliviando assim a componente horizontal das forças nos apoios. O betão utilizado apresentou uma massa volúmica de 1850 kg/m<sup>3</sup> e resistência característica de 25 MPa, realizando um vão com 65 m de comprimento e com 0,20 m de espessura. O agregado leve utilizado foi uma Leca® 2/4 com massa volúmica do grão 0,90 g/cm<sup>3</sup>. Devido à utilização deste tipo de material conseguiu-se diminuir o peso da pala em aproximadamente 4,3 MN (Lourenço *et al*, 2004).

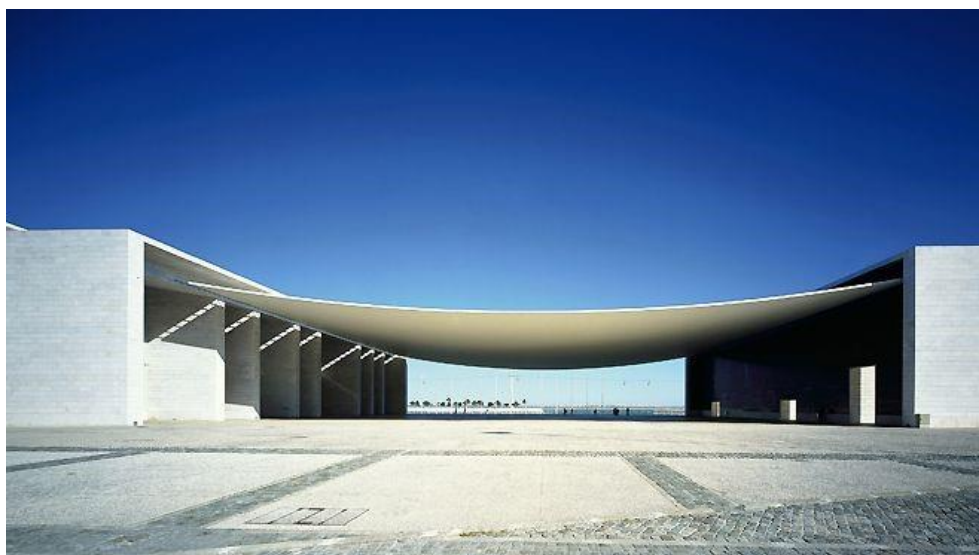


Figura 2.3 - Pavilhão de Portugal

Uma área em que a BEAL tem tido uma utilização bastante importante é na construção de pontes. Em alguns países da Europa (Alemanha ou Noruega), o betão leve tem sido intensamente usado para a construção de pontes de grandes dimensões, de forma total ou parcial e nas mais variadas tipologias.

O uso intensivo deste material consiste na redução de cargas transmitidas às fundações e esforços criados na estrutura, nomeadamente derivado aos sismos e devido à diminuição do peso próprio aquando o uso deste material. Também o seu baixo custo é considerado, pois ao serem reduzidas as forças no sistema cria-se uma poupança de material, levando assim a uma maior redução das forças. Em pontes com vãos superiores a 50 m, a redução do peso próprio é de 18%, para vãos superiores a 100 m é de 24% (Arlita, 2001). A *New Eidsvoll Bridge* concluída

em 1992, na Noruega, desenvolve-se totalmente numa curva de raio igual a 278 m, apresenta uma extensão total de 320 m divididos por vãos de 40 m e uma largura de tabuleiro de 12,15 m. Na sua construção foi utilizado um betão leve com resistência característica de 62.2 MPa, módulo de elasticidade de 21,2 GPa e massa volúmica média de 1880 kg/m<sup>3</sup>. A decisão de utilizar um betão de agregados leves na superestrutura, justificou-se pela necessidade de reduzir peso próprio da estrutura, de forma a aliviar cargas nas fundações, sendo a baridade do agregado utilizado 0,75 g/cm<sup>3</sup> e massa volúmica do grão de 1,30 g/cm<sup>3</sup> (Lourenço *et al* 2004).

Nas plataformas petrolíferas *Offshore* também o betão leve aparece com grande importância, porém neste caso o betão leve de elevado desempenho apresenta duas características chaves para a aplicação neste tipo de estruturas. Além de uma maior fluatibilidade, também apresenta uma maior resistência específica, valor este que é obtido pelo coeficiente entre a resistência e o peso específico (Cruz *et al*, 2000). A plataforma *Troll* na Noruega é a maior plataforma *offshore* até à data de hoje, tendo a sua construção sido iniciada em 1991 e o seu reboque, que demorou cerca 7 dias realizado em 1996, fez com que fosse a maior construção alguma vez movimentada (Figura 2.4). Possui um peso de 10 050 000 kN, uma altura de 472 m, sendo o peso da estrutura de betão de 656 000 toneladas e para isso usou-se 245 000 m<sup>3</sup> de betão e 100 000 toneladas de armaduras (Cruz, 2000).



Figura 2.4 – Movimentação da plataforma *Troll*

Um dos campos em que o BEAL é encontrado como uma solução competitiva é no domínio das estruturas pré-fabricadas, isto devido ao seu menor peso próprio, levando assim a uma redução em tudo o que envolve o seu manuseamento, transporte e aplicação, levando a inúmeras vantagens económicas (Costa, 2012). Na construção do estádio de *Newcastle* através do uso de vigas pré-fabricadas de betão leve na cobertura conseguiu-se uma redução de cerca de 22% no peso da estrutura. Utilizou-se um betão LC 70/77 com uma massa volúmica de 1950 kg/m<sup>3</sup> na realização de vigas com um comprimento de 31,5 m (Cruz, 2000).

Sendo o campo da reabilitação e reforço estrutural uma forte área da construção na atualidade, também é necessário interligar o uso de BEAL, uma vez que neste género de obras existe sempre a condicionante de aumento de peso próprio. Devido às suas características, a opção da utilização de betão leve na reabilitação de várias estruturas pode ser considerada uma solução ideal, evitando assim um aumento excessivo das ações permanentes na estrutura e nas fundações. Em 2007 foi efetuada uma intervenção de reforço no tabuleiro contínuo da Ponte do Fão, em Esposende, tendo-se reabilitado a estrutura metálica e aplicado um tabuleiro novo em BEAL armado, sobre a estrutura da grelha de vigas metálicas (Figura 2.5), (Costa, 2012).



Figura 2.5 – Ponte do Fão, Esposende

### **2.1.3. Vantagens e Desvantagens do Betão Leve**

Apresentado inúmeros prós o Betão Leve torna-se um material de grande interesse quando comparado com o Betão de Densidade Normal, além de poder ser aplicado num amplo campo, desde casos onde os pesos próprios superam as sobrecargas, até casos em que seja necessário usar um betão com uma densidade reduzida, passando pela reabilitação de estruturas (Cruz, 2000).

A sua baixa densidade, quando comparada com betões de densidade normal, é uma das suas principais vantagens. Basta pensar que esta diferença acaba por dar origem a uma estrutura com um peso global inferior, provocando uma transferência de cargas inferior para as fundações. Com esta redução de cargas é possível existir um decréscimo no dimensionamento das fundações, além de permitir a construção em solos em que a capacidade de carga é reduzida. Com a tendência de construção indo para edifícios de grande altura, o fato de se conseguir criar uma estrutura mais leve é um fator que ganha enorme relevância (Costa, 2012; Silva, 2007).

A redução do peso próprio do betão resulta também na redução de custos nas armaduras, nas seções transversais dos elementos da superestrutura, na redução da ação sísmica e no dimensionamento das fundações. Por outro lado, tem de ser ter em consideração que o betão

leve apresenta um custo adicional, pois tem teores de cimento superiores aos do betão normal (Silva, 2007).

A massa volúmica reduzida apresenta uma vantagem quando este material é aplicado na pré-fabricação, pois é possível uma maior facilidade no que diz respeito à produção, transporte e manuseamento dos elementos, permitindo assim, uma maior rapidez na construção e por acréscimo uma redução de custos (Silva, 2007).

Do ponto de vista térmico, devido à menor condutibilidade térmica e ao menor coeficiente de expansão térmica, é possível uma diminuição dos gastos a nível térmico/isolamento. Também a nível acústico existe um ganho na utilização deste material, pois apresenta uma maior absorção acústica (Rodrigues, 2013).

A produção dos agregados leves é efetuada através de um processo de cozedura a elevadas temperaturas, o que lhe permite ter uma elevada resistência térmica, levando assim a que o betão leve apresente um bom comportamento ao fogo. Na sua maioria estes agregados são considerados incombustíveis. Vários estudos efetuados com paredes de alvenaria, maciças ou não, demonstraram um bom desempenho no retardamento à propagação das chamas por parte de betões de agregados leves (Melo, 2000).

Uma outra vantagem bastante importante é a durabilidade deste material, tendo em conta que a sua matriz ligante habitualmente ostenta uma porosidade inferior à da matriz de betões de densidade normal (BDN), logo têm menor permeabilidade, oferecendo assim um melhor desempenho global e menores custos de manutenção. De referir também, que estes agregados apresentam uma boa resistência a ataques químicos, além de suportarem condições extremas de temperatura ou humidade, mantendo as suas características inalteradas com o decorrer do tempo (Costa, 2012; Lourenço *et al.*, 2004).

Um das desvantagens mais significativas do betão leve é a necessidade de uma maior dosagem de cimento para a produção deste material, quando comparado com o betão normal, para a obtenção de uma classe de resistência semelhante. Apresenta ainda um maior custo na fase de produção e nesta fase existe também o aumento de emissões de CO<sub>2</sub> provocadas pelo elevado consumo de clínquer Portland (Costa, 2012; Lourenço *et al.*, 2004).

Outras desvantagens englobam uma necessidade de um rigoroso controlo na produção deste material, devido à humidade e absorção dos agregados leves. É necessário um cuidado redobrado na colocação e compactação do betão, de forma a ser garantida a sua homogeneidade e evitando que ocorram segregações. É necessário também uma precaução adicional na cura de modo a evitar a fissuração superficial do betão nas idades mais jovens (Costa e Lourenço, 2009).

#### **2.1.4. Propriedades Mecânicas e Físicas**

O betão é um material heterogéneo, cujas propriedades dependem das características de cada um dos seus constituintes, bem como da compatibilidade entre estes.



#### 2.1.4.1. Massa Volúmica

A massa volúmica depende de diversos fatores e propriedades a ter em conta, a massa volúmica de todos os constituintes, das proporções volumétricas e do teor de humidade dos agregados leves (Costa, 2012). A densidade do BEAL é classificada pela EN 206-1 (NP EN 206-1, 2005) e pelo EC2 em função da sua massa volúmica (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Classe de Massa Volúmica do BEAL pelo EC2

CLASSE DE MASSA VOLÚMICA		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
MASSA VOLÚMICA (kg/m <sup>3</sup> )		801 - 1000	1001 - 1200	1201 - 1400	1401 - 1600	16001 - 1800	1801 - 2000
MASSA VOLÚMICA (kg/m <sup>3</sup> )	Betão Simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão Armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

#### 2.1.4.2. Módulo de Elasticidade

O valor do módulo de elasticidade depende dos seguintes fatores:

- proporção e da rigidez dos constituintes;
- idade;
- granulometria dos agregados;
- processos de cura utilizados;
- humidade do betão;
- condições do ensaio.

O módulo de elasticidade do betão é determinado através da inclinação da curva tensão-deformação, sob um carregamento axial de tração ou compressão. O valor médio do módulo de elasticidade dos BEAL,  $E_{lcm}$ , é relativamente menor quando comparado com o dos BDN,  $E_{cm}$ , isto ocorre devido à diferença de rigidez que existe entre os agregados leves e os agregados correntes, uma vez que a matriz ligante é semelhante em ambos. A resistência do betão à compressão e a respetiva rigidez apresentam normalmente uma forte correlação, pois os fatores que influenciam a rigidez afetam também a resistência. Assim, a massa volúmica do betão, conjuntamente com a sua resistência à compressão, são os parâmetros utilizados para previsão do módulo de elasticidade dos BEAL (Rodrigues, 2013).

A Seção 11.3.2 (1) do EC2 apresenta uma expressão para estimar o valor médio do módulo secante do betão,  $E_{lcm}$ .

$$E_{lcm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \times \eta_E \quad (2.1)$$

Onde,

- $f_{cm}$  : valor médio da tensão da rotura do betão à compressão;
- $\eta_E$  : coeficiente de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade do betão leve.

O coeficiente  $\eta_E$  é determinado de acordo com o capítulo 11.3.2 (1) do EC2.

$$\eta_E = \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (2.2)$$

Onde,

- $\rho$  : representa a massa volúmica após secagem em estudo de acordo com a NP EN 206-1.

Segundo o Capítulo 3.1.3 (3) do EC2, a variação do módulo de elasticidade com o tempo,  $E_{lcm}(t)$ , pode ser estimada pela expressão 2.3.

$$E_{lcm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{0,3} \times E_{lcm} \quad (2.3)$$

Onde,

- $\beta_{cc}(t)$  : coeficiente que depende da idade do betão  $t$ ;
- $t$  : idade do betão, em dias;
- $E_{lcm}$  : valor médio do módulo de elasticidade do betão leve.

O coeficiente de endurecimento  $\beta_{cc}(t)$  representa a relação entre a resistência do betão, a idade ( $t$ ) e o seu valor aos 28 dias. O endurecimento dos BEAL em comparação com BDN tem um aumento significativo nas idades jovens, ultrapassando os 28 dias, torna-se menos relevante.

#### 2.1.4.3. Resistência à Compressão

A resistência à compressão é umas das principais características de qualquer tipo de betão, incluindo o betão leve, sendo que as restantes características podem ser correlacionadas com esta. O BEAL é um material composto pela matriz da pasta ligante e pelos agregados leves. A resistência à compressão pode ser prevista com alguma precisão quando se sabe a resistência e

proporção da matriz da pasta ligante e dos agregados. A distribuição interna de tensões e a energia dissipada na rotura de um BEAL é também influenciado por estes parâmetros (Costa, 2008; Silva, 2007).

A determinação da resistência à compressão nos BEAL é efetuada de forma idêntica à dos BDN, tendo por base os ensaios normalizados (NP em 12390), com recurso a provetes cilíndricos e cúbicos. Porém, a diferença dos valores da resistência à compressão entre os provetes cilíndricos e cúbicos é inferior nos BEAL quando comparada com os BDN. Esta diferença é considerada na designação das várias classes de resistência definidas pelo EC2. O valor da resistência à compressão ensaiada em cubos é superior aos cilindros em cerca de 10% nos BEAL, já no BDN esse valor ronda os 20%. O valor de referência utilizado para a caracterização do betão nos vários códigos é o da resistência à compressão em provetes cilíndricos (Quadro 2.2), (Costa, 2008).

Quadro 2.2 - Classe de Resistência à Compressão dos Betões de Agregados Leves pelo EC2

CÓDIGO		CLASSES DE RESISTÊNCIA													
EC2		LC 8/9	LC 12/13	LC 16/18	LC 20/22	LC 25/28	LC 30/33	LC 35/38	LC 40/44	LC 45/50	LC 50/55	LC 55/60	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
MC10		LC 8	LC 12	LC 16	LC 20	LC 25	LC 30	LC 35	LC 40	LC 45	LC 50	LC 55	LC 60	LC 70	LC 80
$f_{lck}$ (MPa)	Cilindros	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
	Cubos	9	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88

Uma vez que a rigidez da pasta ligante é superior à dos agregados leves, a distribuição de tensões é efetuada essencialmente pela matriz ligante, sendo esta fase a que condiciona a rotura. No entanto, a matriz ligante envolve agregados leves e estes quando sujeitos a carregamentos provocam tensões que podem provocar a rotura das partículas, contribuindo para a rotura da fase ligante (Lourenço *et al.*, 2004). Logo, pode-se afirmar que a rotura do BEAL é solidarizada entre as duas fases, havendo um comportamento conjunto de rotura, quando sujeitas a um carregamento através da distribuição das tensões, sendo esta em função da rigidez relativa de ambas as fases (Costa, 2012).

#### 2.1.4.4. Resistência à Tração e ao Corte

As resistências do BEAL à tração e ao corte dependem essencialmente da rigidez e da resistência das duas fases que os constituem, a matriz ligante e os agregados leves, assim como da interface entre ambas e da cura do betão (Costa, 2008). Importa salientar que a resistência à tração está relacionada com as percentagens relativas entre os agregados finos e grossos. Normalmente, nos betões com agregados leves finos e grossos a percentagem ronda os 75%,



valor que varia para 85% no caso de agregados grossos e agregados finos de densidade normal (Costa, 2008).

O EC2 estima o valor médio da resistência à tração,  $f_{lctm}$ , para betões leves de classe inferior a LC 50/55 através da seguinte expressão:

$$f_{lctm} = 0,30 \times f_{lck}^{2/3} \times \eta_1 \quad (2.4)$$

Para betões leves de classe superior a LC 50/55, esse valor é dado pela expressão:

$$f_{lctm} = 2,12 \times \ln\left(1 + \frac{f_{lcm}}{10}\right) \times \eta_1 \quad (2.5)$$

Sendo,

$$\eta_1 = 0,4 + 0,60\rho/2200 \quad (2.6)$$

- $\rho$  é o limite superior da massa volúmica do betão no estado endurecido seco em estufa, para a classe considerada.

#### 2.1.4.5. Retração

A retração representa a variação dimensional com o decorrer do tempo, das peças fabricadas, desde a sua amassadura até à cura final. Ou seja, é o equilíbrio dimensional com o ambiente, sem que estas sofram qualquer aplicação de cargas externas. Habitualmente, os fenómenos de retração implicam uma diminuição dimensional, porém nos BEAL pode ocorrer uma deformação de expansão provocada, por exemplo, pelo tipo de adjuvante ou pelas condições de cura (Costa, 2012).

Existem vários tipos de retração:

- retração plástica;
- retração química;
- retração térmica;
- retração autogénea;
- retração hidráulica;
- retração por carbonatação.

Destas, a retração por secagem (hidráulica), originada pela evaporação da água livre do interior do betão que não foi consumida nas reações de hidratação do cimento, e a retração autogénea, que se caracteriza pelo fluxo de humidade no interior do betão sem que ocorram trocas com o exterior, são as duas mais relevantes (Sousa, 1988; Costa, 2008).

A retração é influenciada por um grande número de parâmetros (Sousa, 1988):

- acréscimo da dosagem dos ligantes e do calor de hidratação;
- aumento da relação A/L;
- maior dosagem de água;
- maior permeabilidade do betão;
- agravamento das condições termo higrométricas de cura;
- elevadas temperaturas e baixas humidades relativas;
- menor rigidez dos agregados;
- redução das dimensões transversais das peças.

Este fenómeno deve ser aprofundado para se conseguir evitar efeitos indesejados, como a fissuração excessiva, perdas de rigidez e perdas de pré-esforço, alterando o comportamento estrutural, com especial ênfase na verificação de segurança dos Estados Limite de Serviço. A evolução da retração é mais acentuada nos primeiros dias e é provocada pelas reações de hidratação, sendo que ao longo do tempo este fenómeno vai sendo menor, acabando por estabilizar normalmente aos 90 dias (Costa, 2012; Holm e Bremmer, 2000).

#### **2.1.4.6. Fluência**

A fluência é caracterizada pelo aumento das deformações ao longo do tempo, quando o material é submetido a um carregamento constante, sendo esta também uma propriedade diferida, como a retração, e é provocada pelo comportamento visco elástico do betão. O aumento da fluência desenvolve-se logo após a aplicação da tensão, tendendo a reduzir com o aumento da idade do betão, estabilizando normalmente antes do primeiro ano (Costa, 2012).

Fatores como a rigidez e resistência do betão, a idade do primeiro carregamento, o nível de carga aplicado e as condições termo higrométricas são as que mais afetam a fluência (Sousa, 1988; Costa, 2008). A deformação por fluência é superior num BEAL em relação a um BDN, isto para uma mesma classe de resistência, apesar do coeficiente de fluência ser menor. Este fato pode ser justificado pela menor rigidez do BEAL, pois na sua composição estão presentes agregados leves com um menor módulo de elasticidade e consequentemente uma maior extensão elástica (Lourenço *et al.*, 2004). A deformação por fluência dos BEAL tende a estabilizar mais tarde do que nos BDN, isto novamente provocado pela menor rigidez dos seus agregados leves (Figura 2.6), (Costa, 2008).

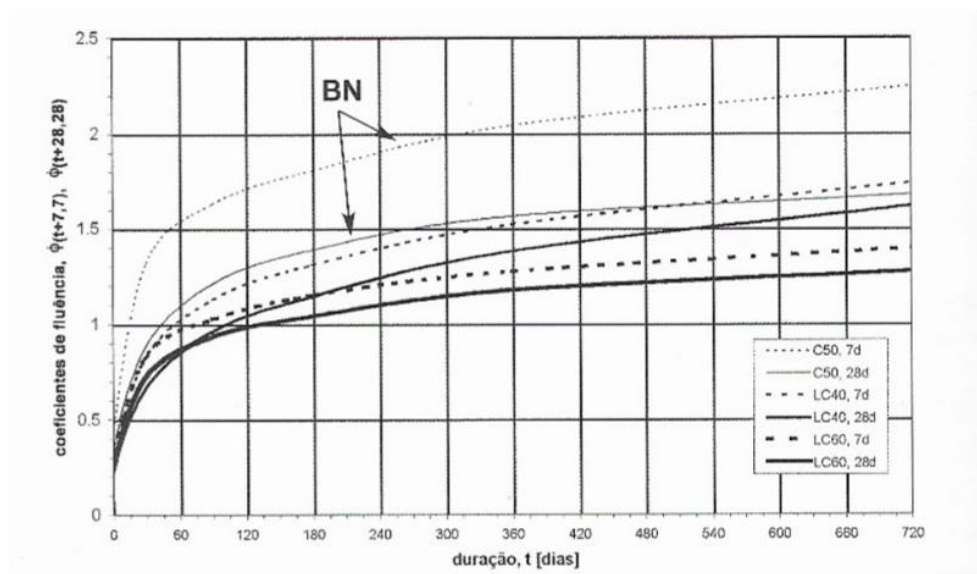


Figura 2.6 - Comparação da evolução do coeficiente de fluência com a idade, para diferentes idades de carregamento, aos 7 e 28 dias (Lourenço *et al.*, 2004)

## 2.2. UHPC - *Ultra High Performance Concrete*

No decorrer dos tempos, a composição dos betões tem sofrido várias modificações para otimizar o seu desempenho e superar inúmeras questões estruturais e arquitetónicas, como o aumento da durabilidade e sustentabilidade que levou à introdução e pesquisa de materiais com resistência e durabilidade ultraelevadas (Prabhat *et al*, 2012).

O UHPC é definido como um betão modificado, com uma matriz ultracompacta, tendo uma resistência à compressão igual ou superior a 150 MPa, uma resistência à tração superior a 20 MPa e uma resistência à tração pós fissuração superior a 5 MPa. Possui uma porosidade bastante reduzida, obtendo assim uma baixa permeabilidade a água e gases, aumentando a sua durabilidade (Graybeal e Hartman, 2003). O seu conceito ainda não é consensual e tem sido discutido por vários investigadores, porém as suas altas performances e durabilidade estão comprovadas.

O UHPC é um betão reforçado com fibras, que consiste numa mistura otimizada de pós finos e uma A/C muito reduzida. Na sua composição consta, cimento, adições (sílica de fumo, cinzas volantes, farinha de quartzo, fíler calcário), areia fina, superplastificante, fibras (aço ou não metálicas) e água (Prabhat *et al*, 2012).

### 2.2.1. Enquadramento Histórico

Nos meados do século XX, com a escassez de espaço nas grandes cidades, surgiu a necessidade da construção em altura. Esta necessidade implicou uma procura pelo aumento da resistência dos betões, essencialmente pela resistência à compressão, conseguindo assim com que os

pilares suportem outro nível de cargas e, consequentemente, um aumento das outras propriedades como a resistência à tração e ao corte (Fernandes, 2011).

Com os avanços tecnológicos, a mistura de químicos e o aumento da disponibilidade de adições minerais surge o Betão de Elevada Resistência (HSC), tendo como característica uma resistência à compressão entre os 50 e 120 MPa (Caldarone, 2009). Ao longo do tempo, surgiu também a necessidade de aumentar outras propriedades do betão, mais concretamente a sua durabilidade, surgindo o conceito de Betão de Elevado Desempenho (HPC), incluindo as características do HSC, mas com durabilidade aumentada (Fernandes, 2011).

Modificações na formulação de betão para o aumento da resistência à compressão vieram mostrar que a matriz do material se tornava mais frágil com o aumento da sua resistência. Para contornar esse problema, no início dos anos 1970, começou-se a utilizar fibras nas misturas, surgindo assim o termo de Betão Reforçado com Fibras (FRC). As inúmeras investigações sobre betões FRC vieram demonstrar que o uso destas aumenta a sua resistência à tração, ductilidade, rigidez, resistência à fadiga, ao impacto e também a sua durabilidade (Martinez, J., 2017).

O conceito de UHPC, surge pela primeira vez em 1994, para se referir a um material otimizado, usando uma seleção especial de partículas finas e ultrafinas, que conduziram a uma baixa porosidade, alta durabilidade e auto-compactibilidade (Martinez, J., 2017). A otimização da matriz do betão produz um aumento de resistência à compressão do betão, levando ao UHSC (Betão de Ultra Elevada Resistência) e produz também um aumento do desempenho relativamente à durabilidade do próprio betão (Cordeiro, 2018).

No decorrer do ano 1995, dois investigadores, definiram a base da tecnologia do RPC (Betão em Pó Reativo). O RPC é composto por pós muito finos (cimento, areia, pó de quartzo e sílica ativa, sem agregados grossos), superplastificante e com uma proporção muito baixa de água. Após o século XXI, o termo RPC foi gradualmente substituído pelo UHPFRC (Betão de Ultra Elevado Desempenho reforçado com fibras) que acaba por recair na nomenclatura de UHPC (Martinez, J., 2017).

Na evolução dos betões houve um foco inicial para o aumento da resistência à compressão (Figura 2.7), que com o passar do tempo houve também a preocupação no melhoramento de outras propriedades, como a durabilidade, surgindo assim um campo de Betões de Elevado Desempenho (Coutinho, 1998).

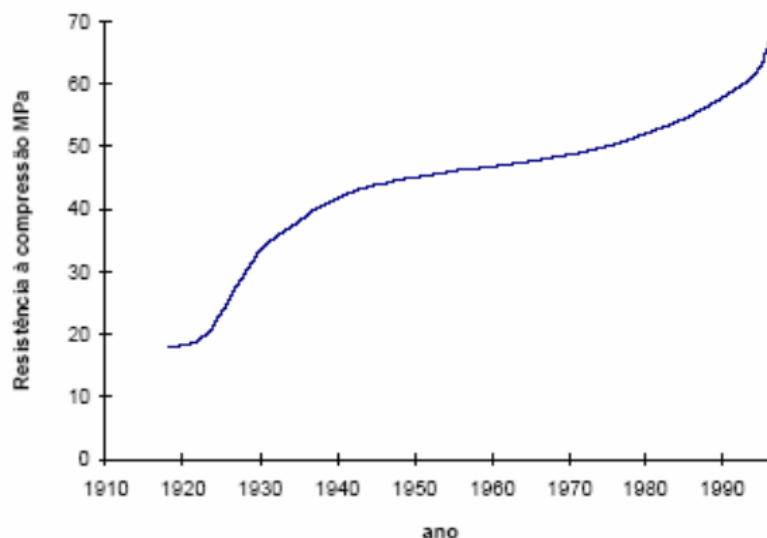


Figura 2.7 - Evolução das  $f_{ck}$  aos 28 dias com o a evolução dos anos (Coutinho, 1998)

### 2.2.2. Aplicações Estruturais

As propriedades físicas e mecânicas do UHPC têm tido um impacto relevante na construção, apesar da sua utilização ser relativamente recente, por exemplo, o seu uso em pontes, túneis, estruturas *offshore* e mesmo pré-fabricação. Devido às suas características e desempenho é possível reduzir seções, levando a uma poupança direta e indireta de consumo de materiais, mas também a redução do peso próprio das estruturas, entre outras mais valias (Devin e Harris, 2010). Como exemplo das características referidas é ilustrado na seguinte Figura 2.8 uma comparação das dimensões de vigas com igual capacidade de resistência, porém produzidas com materiais diferentes.

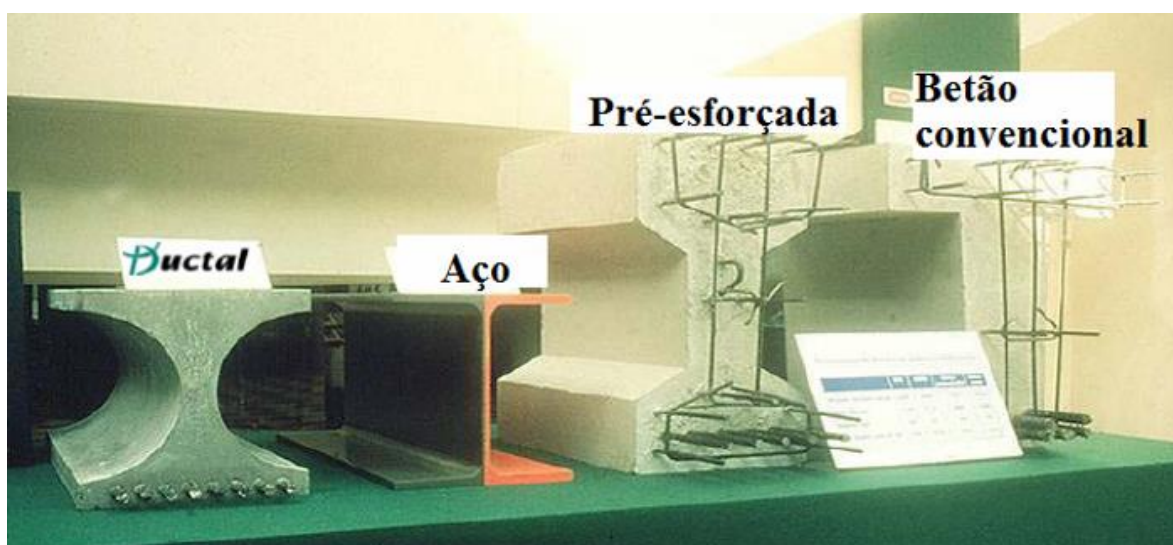


Figura 2.8 - Viga em UHPC, Aço, Betão Pré-Esforçada e Betão Armado (Devin e Harris, 2010)

Comparando a massas dos vários elementos com a massa da viga em aço, o UHPC apresenta apenas uma diferença de 30%, já o betão armado convencional atinge uma diferença de 470% (Devin e Harris, 2010).

É na aplicação de estruturas como pontes e viadutos que o UHPC apresenta maior desenvolvimento, potenciado pela sua elevada resistência, aliada à sua elevada durabilidade, que este tipo de estruturas compostas necessitam (Caldarone, 2009). A utilização de UHPC em pontes permite estruturas mais leves, seções transversais menores, maiores vãos e uma menor manutenção, além de uma diminuição da quantidade de material utilizado (Caldarone, 2009).

Inaugurada em 2002, a ponte pedonal *The FootBridge of Peace* (Figura 2.9), em Seul na Coreia do Sul, foi construída com recurso ao UHPC Ductal (betão com fibras comercializado pela empresa *Lefarge*), sendo este material escolhido devido à sua elevada resistência, versatilidade, estética e elevada durabilidade. Com o recurso a UHPC da Ductal, a quantidade de material necessária foi duas a cinco vezes menor comparativamente ao uso de um betão corrente, de forma a obter as mesmas características em termos de resistência. A maior durabilidade deste tipo de betões reduz os custos de manutenção e contribui para o decréscimo de custos ao longo da vida da estrutura. A ponte situa-se sobre o rio *Han* e é formada por um arco esbelto sem qualquer suporte vertical, apresenta um vão de 120 m e largura de 4,30 m. O tabuleiro do arco da ponte foi construído por painéis pré-fabricados de 20 m de comprimento, ligados entre si por cabos de pré-esforço internos, sem o recurso a armaduras passivas (Fernandes, 2011).



Figura 2.9 - *The FootBridge of Peace*

Considerado um dos maiores projetos realizados até aos dias de hoje com UHPC, a ampliação do Aeroporto Internacional de Tóquio, foi iniciada em julho de 2007 e aberto ao tráfego em 2010. A ampliação incluiu na construção de uma nova pista sobre o mar, utilizando para o efeito lajes de UHPC suportadas por uma estrutura de pilares de aço. Foram utilizadas na sua construção 7000 lajes pré-fabricadas, cada uma com 7,8 x 3,6 m apresentando uma altura de 13,5 cm (Fernandes, 2011). A utilização de lajes em UHPC levou à redução dos pesos das

mesmas, além de permitir uma boa durabilidade da estrutura a ataques de cloretos, característica muito importante devido à proximidade com o mar, aliada ainda a uma boa resistência à fadiga provocadas pelas constantes aterragens e descolagens das aeronaves. Desta forma, conseguiu-se uma redução do peso próprio de 64% com o uso do UHPC quando comparado com o uso de uma laje de betão convencional pré-esforçada (Fernandes, 2011).

Em Millau, França, foi utilizado 1000 m<sup>3</sup> de UHPC, com o peso total de 2800 toneladas para a construção de uma cobertura com um design esbelto, idêntica a uma folha de papel retorcida. Apresentando um comprimento de 98 m, largura de 28 m e uma espessura de 10 cm, esta estrutura foi construída com recurso a 53 segmentos, cada um com 2 m, de painéis pré-fabricados ligados entre si através de um pré-esforço interno longitudinal. Com estas características conseguiu obter-se uma resistência à compressão aos 28 dias de 199 MPa, atingindo 80% desse valor aos 8 dias após a betonagem. Não foram usadas armaduras passivas, o que permitiu uma redução da espessura e do peso da cobertura (Abdelrazig, 2008).

Também no reforço de estruturas existentes o UHPC tem tido um papel relevante. Em Zurique, foram usadas várias placas pré-fabricadas de UHPC com 4 cm de espessura para criar um escudo de reforço a um pilar de uma ponte de betão armado, adjacente a uma estrada movimentada. Este pilar estava há 40 anos em utilização, estava exposto à ação de sais (derivados do processo de gelo-degelo) e sujeito a diversos impactos. O UHPC utilizado apresentava uma relação A/C de 0,155, incluía 1300 kg/m<sup>3</sup> de cimento, sílica de fumo, farinha de quartzo e fibras de aço. Com isto, conseguiu-se que a sua baixa permeabilidade resolva os problemas a que vinha a ser sujeito, aumentando assim a sua durabilidade (Bruheiler e Denarié, 2008).

### **2.2.3. Características Gerais do UHPC**

Com o surgimento dos superplastificantes tornou-se possível obter razões de A/C na ordem de 0,2, valor que até essa altura não era possível, sendo muito complicado ultrapassar os 0,4. Com a obtenção desta razão, além do procurado aumento da resistência à compressão do betão, também se conseguiu obter melhorias em outras características, nomeadamente, tornou-se mais resistente à deterioração ao longo do tempo, ou seja, obteve-se também aumento ao nível da durabilidade. A melhoria da durabilidade resulta, em grande parte, da redução da relação A/C, tornando assim a matriz mais densa e menos porosa (Fernandes, 2011).

O UHPC não possui quantidade de água suficiente para hidratar todas as partículas de cimento na sua composição, criando assim uma capacidade de cicatrização em casos de surgimento de fendas. Como nem todas as partículas de cimento se encontram hidratadas, quando ocorre uma fenda, essas partículas poderão reagir com a água penetrante contribuindo para o desagravamento da mesma (Aïtcin, P. C., 1998).

Quadro 2.3 - Resistência à Compressão e Relação A/C (Aïtcin, P. C., 1998)

A/C	MAXIMA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)
0,4 – 0,35	50 – 75
0,35 – 0,30	75 – 100
0,30 – 0,25	100 – 125
0,25 – 0,20	> 125

Com a diminuição de adições minerais como as sílicas de fumo, a diminuição dos agregados finos e consequentemente a redução de quantidade de água necessária para a amassadura, este tipo de betão consegue atingir nos primeiros dias valores de resistência à compressão muito elevados. Um estudo onde se ensaiou a resistência à compressão de um betão de elevado desempenho demonstrou que ao 5º dia esse mesmo betão consegue atingir 90 MPa, acabando por aos 28 dias chegar aos 120 MPa (Graybeal, 2006).

A reduzida porosidade deste tipo de material conduz a uma excelente capacidade de resistir a agentes agressivos, aumentando assim a sua durabilidade. As vantagens de aplicação de betões de elevado desempenho, são as seguintes (Pliskin, 1992):

- Elevada resistência à compressão e à tração;
- Reduzida permeabilidade;
- Elevada resistência à abrasão;
- Elevada resistência à carbonatação;
- Elevada resistência ao ataque dos cloretos e sulfatos;
- Elevada resistência a ciclos de gelo-degelo;
- Elevada resistência nas idades iniciais;
- Baixa fluência e retração;
- Elevada durabilidade e tempo de vida útil em ambiente severos (polares, marítimos);
- Facilidade de colocação em obra.

#### 2.2.4. Custos de Aplicação e Impacto Ambiental

O valor inicial a ser investido na produção de betões de elevado desempenho é relativamente superior ao de um outro tipo de betão, estima-se que ronda 10 vezes mais. Este aumento é desde logo justificado pelo uso de maiores quantidades de matérias primas, maior dosagem de cimento, uso de adições e uso de fibras. Também há necessidade de um cuidado redobrado na preparação e produção do UHPC, pois um pequeno erro na fase inicial pode comprometer a sua durabilidade (Fernandes, 2011).

Os custos iniciais com o uso de betões de elevado desempenho são mais elevados, porém o esperado é que a sua durabilidade justifique a sua utilização e investimento, reduzindo os custos



de manutenção, reparação e mesmo substituição de elementos em estruturas (Figura 2.10) (Fernandes, 2011).

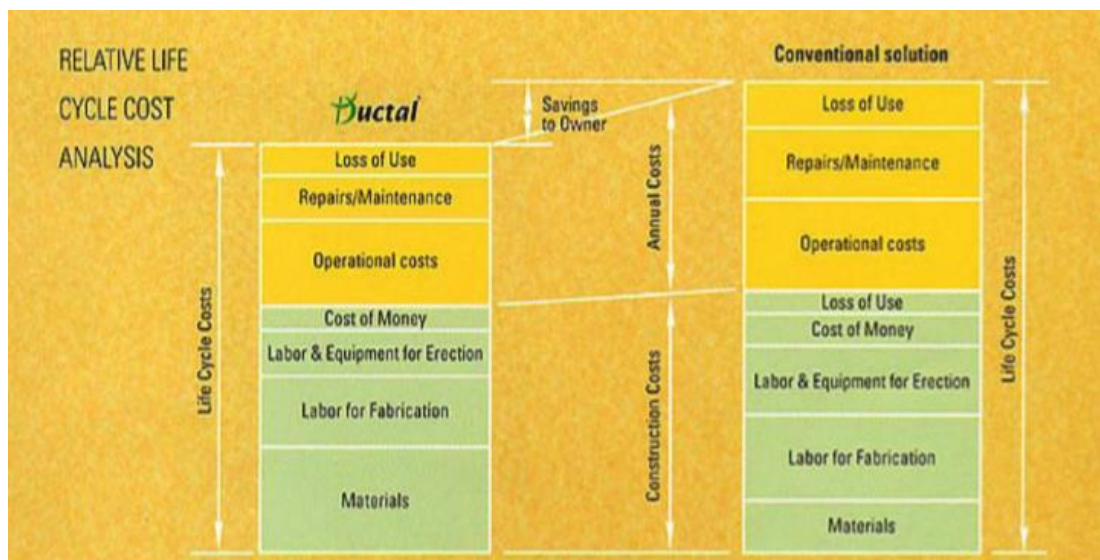


Figura 2.10 - Comparação de custos de ciclo de vida entre um UHPC e um Betão convencional (Fernandes, 2011)

É no impacto ambiental que surge uma enorme desvantagem do uso do UHPC. Este tipo de betão necessita de quantidades elevadas de cimento na sua composição, tendo isto grandes implicações ambientais, pois a produção de cimento esta associada a libertação de uma enorme quantidade de CO<sub>2</sub>, gás que contribui para o efeito de estufa. Também o consumo de energia que surge associado à sua produção, transporte e aplicação tem um peso preponderante.

No quadro 2.4 é comparada a necessidade de material para a construção de uma hipotética ponte, com 40 m de comprimento e 3 m de largura, entre um betão corrente (C30/37) e um UHPC.

Quadro 2.4 – Comparação BDN com UHPC (Larsen *et al.*, 2017).

	BDN	UHPC
Betão (m <sup>3</sup> )	51,00	32,30
Cimento Portland (Ton)	17,52	23,00

Desta desvantagem surge o interesse de estudar uma solução que englobe as características de resistência e durabilidade do UHPC, sem um acréscimo da quantidade de cimento a utilizar, passando esta hipótese pelo uso da *superskin*.

## **2.2.5. Propriedades Físicas e Mecânicas**

As propriedades físicas e mecânicas do UHPC são melhoradas através da utilização de fibras na sua composição. Como acontece em outros tipos de betões as resistências dependem em grande parte da composição da matriz, das condições de cura, e com a particularidade, neste caso, do tipo e quantidade de fibras usadas na sua mistura (Ghafari, 2015).

### **2.2.5.1. Massa Volúmica**

Conforme já referido a massa volúmica ou densidade de um betão depende essencialmente do volume, da absorção, do teor em água e dos tipos de agregados. O teor de cimento e adições, a sua relação A/C e o índice de vazios também têm preponderância nesta propriedade. A massa volúmica de um UHPC pode variar entre os 2 440 e 2 550 kg/m<sup>3</sup>, valores registados com um UHPC Ductal (Graybeal, 2006).

### **2.2.5.2. Módulo de Elasticidade**

O módulo de elasticidade do UHPC é particularmente influenciado pelo processo de cura utilizado na sua fabricação. Dependendo também de outros fatores como a proporção e rigidez dos seus constituintes, a sua idade, granulometria, condições de ensaio e humidade do próprio betão, fatores estes já mencionados no caso do BEAL. Em geral, a curva tensão-deformação de um UHPC demonstra ser linear elástica até 80-90% da tensão máxima (Ocel e Graybeal, 2007).

A adição de fibras não é um fator que afete significativamente o módulo de elasticidade do UHPC. Para a adição de 2% de fibras de aço apenas existe um aumento de 7% no módulo de elasticidade, comparativamente ao UHPC sem fibras (Bonneau *et al.*, 1997).

O valor do módulo de elasticidade de um UHPC é afetado pelo tipo de tratamento térmico a que é sujeito. Segundo Richard e Cheyrezy (1995), o módulo de elasticidade de um UHPC aumentou de 57 para 70 GPa quando os provetes de ensaio foram sujeitos a uma temperatura de 250 °C.

### **2.2.5.3. Resistência a Compressão**

O principal critério de avaliação e definição do desempenho de um UHPC é a sua resistência à compressão. Um betão corrente consegue suportar, sem fendilhar, uma carga até 60% do seu valor característico, a partir desse valor podem ocorrer microfissuras em áreas isoladas e na interface da matriz ligante e dos agregados (Spasojevic, 2008). A resistência à compressão do UHPC é bastante influenciada pela caracterização da sua matriz ligante e agregados, sendo pouco afetada pela adição de fibras. Estudos realizados indicam que a resistência à compressão não sofre alterações com a adição de fibras superiores a 2% (Orgass e Klug, 2004). O uso de

métodos de termo-cura no UHPC beneficiam o desenvolvimento de elevadas resistências, baixa retração e alta durabilidade (Almeida, 2015).

O tipo e o tamanho dos provetes têm uma influência considerável na resistência à compressão do UHPC, que ocorre provavelmente devido à maior probabilidade de encontrar falhas em provetes maiores (Graybeal, 2006; Ahlborn *et al*, 2008). Além disso, observou-se que os provetes com o formato de um cubo apresentaram maior resistência em comparação com os cilíndricos, fenómeno provocado pelo efeito de confinamento das placas da máquina de teste (Graybeal e Davis, 2008). Posto isto, são propostos, por vários autores fatores de conversão, como exemplo, Graybeal e Davis (2008) propõem um fator de 0,96 para uma relação entre o ensaio de um cubo com 51 mm de aresta e o valor correspondente para um cilindro com 76 mm de diâmetro.

A taxa de hidratação nas misturas de UHPC pode ser aumentada através de um tratamento térmico adequado. Através da aplicação do tratamento térmico são geradas reações pozolânicas que levam à formação de hidratos adicionais de silicato de cálcio (Heinz e Ludwig, 2004). Os hidratos de silicato de cálcio preenchem pequenos poros, levando a uma microestrutura mais densa e consequentemente propriedades mecânicas mais elevadas (Graybeal, 2006; Cwirzen *et al*, 2008).

Por norma, o tratamento térmico aplicado em amostras de UHPC é de 90 ° a 400 ° C, com a duração de 2 a 6 dias (Heinz e Ludwig, 2004; Graybeal, 2006). Quando comparado com provetes não tratados, no caso do tratamento térmico a 90 ° C observou-se um aumento médio de 40% na resistência à compressão (Xing *et al*, 2006; Soutsos *et al*, 2005; Bonneau *et al*, 1997).

A altura em que se inicia o tratamento térmico demonstrou ser irrelevante na resistência à compressão. Por exemplo, em relação a provetes curados termicamente durante 2 dias após a descofragem, os provetes com tratamento térmico passado 10 dias da descofragem tiveram um ganho de apenas 4% (Ahlborn *et al*, 2008). Isto permite pré-fabricar vários elementos em diferentes idades, sem um desvio considerável no seu desempenho, levando à economia na sua fabricação e otimizando os meios.

Além do tratamento térmico, a aplicação de uma pressão confinante contribui para o aumento da compactação e da microestrutura mais densa, levando a uma maior durabilidade e resistência (Richard e Cheyrezy, 1995)

Em vários estudos fez-se referência ao fato de a resistência à compressão do UHPC não ser influenciada pela adição de elevadas percentagens de fibras de aço. O aumento da concentração de fibras pode criar a agregação das mesmas, levando ao surgimento de pontos fracos que reduzem a influência das fibras. Porém, caso seja efetuado um tratamento térmico adequado e usado uma percentagem de fibras elevada pode haver um acréscimo significativo na resistência à compressão (Soutsos *et al*, 2005; Bonneau *et al*, 1997).

Graybeal (2006) comparou diferentes condições de cura com o valor de resistência a compressão aos 28 dias e o respetivo módulo de elasticidade, no quadro 2.5 são ilustrados dois dos casos estudados.

Quadro 2.5 – Variação da resistência a compressão e módulo de elasticidade consoante o tipo de cura (Graybeal, 2006)

TIPO DE CURA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28DIAS (MPA)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPA)
Cura a Vapor	193,00	52,70
Condições de Laboratório	126,00	42,70

#### 2.2.5.4. Resistência a Tração e ao Corte

A resistência à tração do UHPC é consideravelmente superior à de um betão convencional. Os ensaios de resistência à tração em provetes de UHPC demonstraram que após a ocorrência da primeira fissura a resistência não diminui, antes pelo contrário há um aumento da resistência até um certo valor, apresentando assim uma mais valia no dimensionamento dos estados limites últimos (Ribeiro e Nunes, 2012).

No diagrama tensão-extensão do UHPC podemos verificar que até a ocorrência da primeira fissura existe um ramo linear ascendente acentuado, seguindo-se uma fase de endurecimento em que a tensão continua a aumentar, garantindo a estabilidade do elemento estrutural (Figura 2.11). Pode-se então afirmar que existe uma combinação ótima de rigidez e resistência à tração e elevada ductilidade. Nas fases iniciais do carregamento em zonas frágeis do material, por norma na interface pasta-agregado, ocorrem as primeiras microfissuras. Nesta fase da fissuração as fibras conseguem criar um efeito de ponte de reparar as microfissuras, levando assim a um crescimento da resistência à tração. Com o aumento da carga há também um aumento da largura da fenda e vão gradualmente provocar o arrancamento das fibras ou mesmo a sua rotura. Pode-se concluir que podem existir vantagens ao combinar fibras de diferentes tamanhos, pois irão atuar em diferentes fases do comportamento. O tipo, a quantidade e a orientação das fibras, que pode ser afetada pelo processo de betonagem e pela dimensão dos moldes, condiciona o comportamento à tração (Ribeiro e Nunes, 2012).

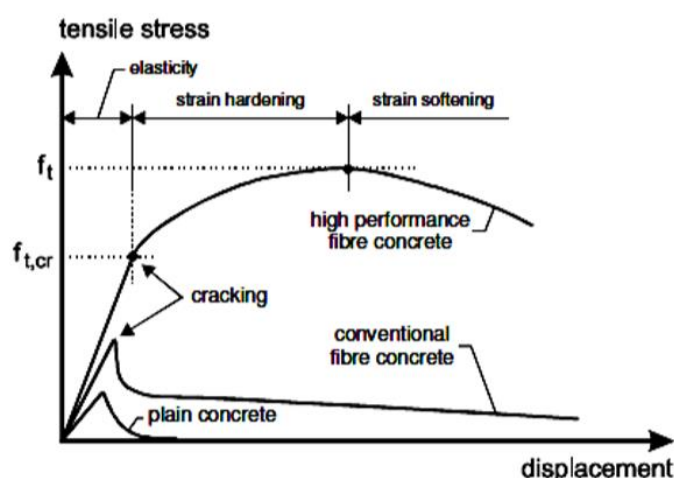


Figura 2.11 - Diagrama tensão-extensão com diferentes tipos de betão (Shi e Mo, 2008)

### 2.2.5.5. Retração

A componente da retração ocorrida no UHPC é essencialmente resultante da desidratação do aglomerado do betão (Acker, 2004). Sendo o UHPC constituído por uma baixa proporção de água em relação à quantidade de cimento, a sua maturidade desenvolve-se principalmente do ponto de betonagem à conclusão do tratamento a vapor, sendo assim a retração pós tratamento pouco significativa (Graybeal e Baby 2013).

Conforme já indicado, a retração por secagem e a autógena são as principais responsáveis pela retração total dos elementos estruturais. A retração por secagem está efetivamente ligada à perda de humidade do UHPC, sendo a autógena provocada pela redução de volume à medida que os materiais cimentícios se hidratam.

Em conformidade com vários estudos pode-se afirmar que a retração no UHPC em comparação com a do BDN não é muito significativa, embora dependa dos seus constituintes e da sua cura.

Ensaio efetuados, por *Graybeal, B. e Baby, F.* (2013), demonstram que a retração durante o período inicial foi de 64  $\mu\text{m}/\text{m}$  e nas primeiras 24 horas atingiu 400  $\mu\text{m}/\text{m}$ , valores estes em provetes não tratados. Em provetes curados a vapor a retração às 24 horas era de praticamente zero. Estudos efetuados por *Fehling et al.* (2008) para 7 e 28 dias obtiveram, respetivamente, uma retração de 700  $\mu\text{m}/\text{m}$  e 900  $\mu\text{m}/\text{m}$ , no caso de amostras sujeitas a tratamento térmico a retração foi insignificante. Em relação à retração autógena *Burkhart e Müller* (2008) obtiveram um valor de 300  $\mu\text{m}/\text{h}$  após 200 dias de medição, enquanto que *Francisco et al.* (2009) registaram um valor de 270  $\mu\text{m}/\text{m}$  aos 350 dias, em cilindros com diâmetro de 70 mm curados a 50 °C.

### 2.2.5.6. Fluência

O conceito de fluência, já definido anteriormente, corresponde à deformação sofrida num certo período sob a ação de um carregamento constante. Esta propriedade é caracterizada por duas componentes, a fluência base, que diz respeito a elementos selados, e a fluência de secagem, caracterizada em elementos expostos (Lohaus e Steffen, 2004).

O comportamento de fluência do UHPC foi estudado por diversos grupos de pesquisa, sendo que se sugere, em geral, que o UHPC apresentará menor deformação por fluência comparado com o BDN, principalmente devido ao maior módulo de elasticidade. Porém, também é indicado que o desempenho de fluência pode mudar consoante as condições de cura (Graybeal, 2006; Acker, 2004; Flietstra, J., 2011).



### 3. INTERFACE BETÃO-BETÃO E COMPORTAMENTO AO ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS

#### 3.1. Interface Betão-Betão

Para que se obtenha um comportamento monólito dos elementos em BEAL, com o recobrimento em UHPC, é fundamental que ocorra uma transferência adequada dos esforços entre as duas camadas, através da interface. A camada de recobrimento em UHPC permite não só aumentar a resistência do elemento, como também aumentar a durabilidade no seu todo.

A resistência das interfaces entre betões de diferentes idades é um parâmetro com elevada importância no comportamento monolítico de estruturas de betão. Tanto em obras que envolvem o reforço através de uma nova camada de betão em estruturas já existentes, como no caso de estruturas novas que envolvam elementos de betão com partes betonadas *in situ* (Costa, 2012). Elementos estruturais como compósitos pré-fabricados com núcleo em BEAL e recobrimento em UHPC, betonados com diferentes idades, são uma solução bastante atraente, pois além de aumentarem a resistência à compressão do elemento também aumentam a sua durabilidade (Figura 3.1).



Figura 3.1 - Viga com interface lisa entre núcleo de BEAL e recobrimento em UHPC

Neste género de soluções, além de ser muito importante conhecer as propriedades de cada tipo de betão, é fundamental conhecer o comportamento da interface entre ambos, uma vez que é desta ligação que vai depender o seu comportamento monolítico (Júlio, 2001).

A resistência da ligação de betões com diferentes idades é influenciada por vários parâmetros, dentro dos quais destacam-se os seguintes (Júlio *et al*, 2010; Costa, 2012):

- Rugosidade do substrato;
- Resistência do betão;
- Nível da tensão normal na interface;
- Quantidade e resistência da armadura de ligação, caso exista;
- Retração diferencial, relacionado com a cura do betão adicionado;
- Aplicação de colas/resinas.

Nas últimas décadas, foram propostas várias expressões de cálculo da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão de diferentes idades, tendo na sua maioria como base a teoria do corte-atrito (Figura 3.2), (Costa, 2012).

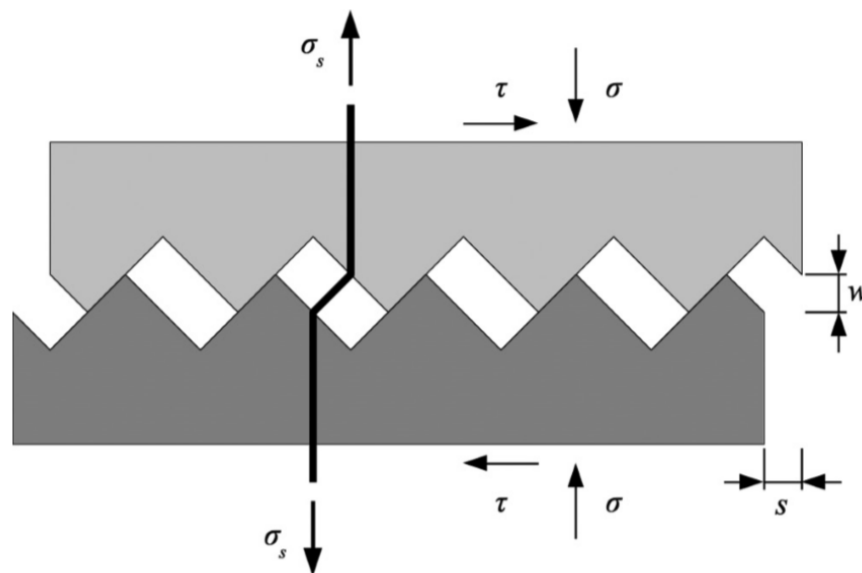


Figura 3.2 - Modelo "dentes de serra" utilizado na teoria do corte-atrito (Santos e Júlio, 2014)

A teoria do corte-atrito pressupõe que a resistência ao corte longitudinal da interface betão-betão, sujeita simultaneamente a forças de corte e compressão, é garantida pela transferência das forças por atrito (Santos e Júlio, 2014).

Foi efetuada uma revisão bibliográfica pelo autor Santos (2009) e este identificou as contribuições mais importantes para o cálculo da resistência ao corte da interface entre betões,  $v_u$ . Sendo as expressões propostas consideravelmente diferentes e dependentes de muitos parâmetros, a evolução e amplitude das expressões, por vezes apresentam diferenças muito significativas.

As expressões preconizadas nos códigos de estruturas de betão para quantificação da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de diferentes idades, baseiam-se na teoria do corte-atrito. Sendo função da resistência do betão mais fraco, da tensão normal à interface, da



armadura que atravessa a interface e da rugosidade da superfície do substrato (Costa, 2012). Tanto o EC2 como o MC10 apresentam as mesmas expressões para determinar o valor do cálculo da resistência ao corte longitudinal, sendo constituídas por três parcelas.

$$v_u = c \cdot f_{ct} + \mu \cdot \sigma_n + \rho_s \cdot f_{sy} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.1)$$

Sendo  $v_u \leq 0,5 \cdot v \cdot f_c$

O valor da resistência ao corte longitudinal além de ser função das propriedades resistentes dos materiais, depende também do coeficiente de atrito,  $\mu$ , e do coeficiente de coesão,  $c$ , fatores estes que são função da rugosidade.

Quadro 3.1 - Coeficientes de rugosidade, propostos pelo EC2 e MC10

TIPO DE SUBSTRATO	EC2		MC10	
	c	$\mu$	c	$\mu$
Muito liso	0,025 – 0,10	0,50	0,025-0,10	0,50
Liso	0,20	0,60	0,35	0,60
Rugoso	0,40	0,70	0,45	0,70
Muito rugoso	0,50	0,90	0,50	0,90

O ACI propõe uma expressão para a resistência ao corte longitudinal que despreza a resistência por coesão e a influencia da tensão normal da interface do atrito, dependendo somente de uma parcela. O coeficiente de atrito, nos BEAL, depende da rugosidade da interface e do coeficiente  $\lambda$ , que toma os valores de 0,75 ou de 0,85 consoante se usem areias leves e normais ou se usem apenas areias normais.

$$v_u = \rho \cdot f_{sy} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (3.2)$$

Quadro 3.2 - Coeficientes de atrito propostos pelo ACI

TIPO DE SUBSTRATO	$\mu$
Betão colocado contra substrato de betão não rugoso	0,60 $\lambda$
Betão colocado contra substrato de betão intencionalmente rugoso	1,00 $\lambda$
Betão colocado monoliticamente	1,40 $\lambda$

A avaliação da rugosidade da superfície do substrato é baseada apenas na inspeção visual, sendo maioritariamente qualitativa, conduzindo a quatro classes, muito lisa, lisa, rugosa e indentada (muito rugosa). Desta forma, é uma avaliação muito relativa e falível, pois depende do critério do observador. Porém, através da análise de certos parâmetros, como a altura máxima do pico, a altura média do pico, profundidade máxima do vale, profundidade média do vale e rugosidade média é possível ser estabelecida uma classificação quantitativa, logo mais rigorosa da rugosidade do substrato (Santos e Júlio, 2010).

O parâmetro de textura mais usual é a Rugosidade Média,  $R_a$ , sendo definido como o desvio medio do perfil em relação a sua linha média (Figura 3.3), (Santos, 2009).

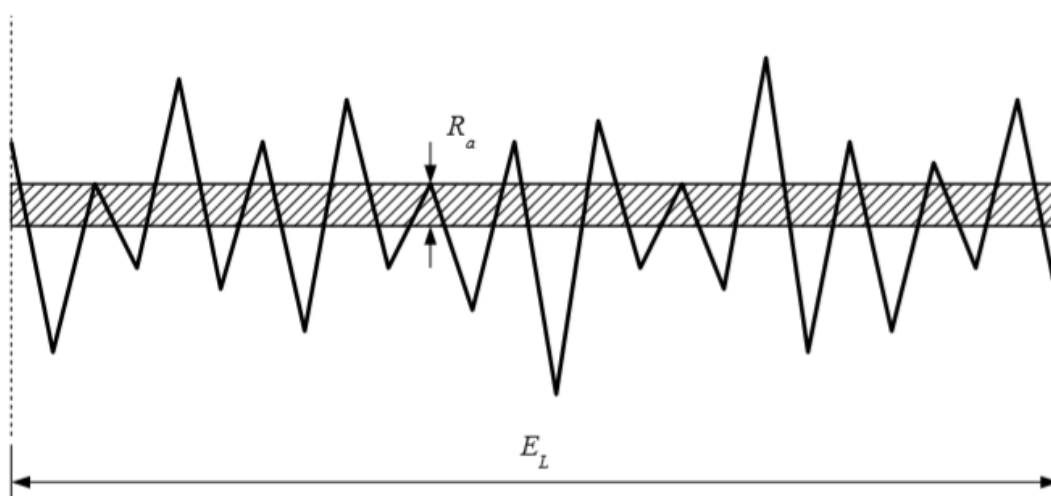


Figura 3.3 – Rugosidade Média (Santos, 2009)

A rugosidade média não fornece nenhuma informação concreta sobre a variação do perfil de superfície, pois perfis bastante diferentes podem apresentar um mesmo valor deste parâmetro. Posto isto, os parâmetros de textura mais usuais são os que tem em consideração a localização e o espaçamento entre picos e vales, como a altura máxima e média do pico e a profundidade máxima e média do vale. Os parâmetros indicados são habitualmente avaliados em cinco comprimentos de amostra diferentes, cada qual correspondendo a uma quinta parte do comprimento total da avaliação, sendo analisados como valor médio (Santos, 2009).

A altura média de pico,  $R_{pm}$ , é definida como a média da altura máxima de pico de cada comprimento de amostra e a profundidade média do vale,  $R_{vm}$ , é definida como a média da profundidade máxima do vale de cada comprimento de amostra (Figura 3.4), sendo os seus valores calculados de acordo com as Equações 3.3 e 3.4 (Santos, 2009).

$$R_{pm} = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 p_i \quad (3.3)$$

$$R_{vm} = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 v_i \quad (3.4)$$

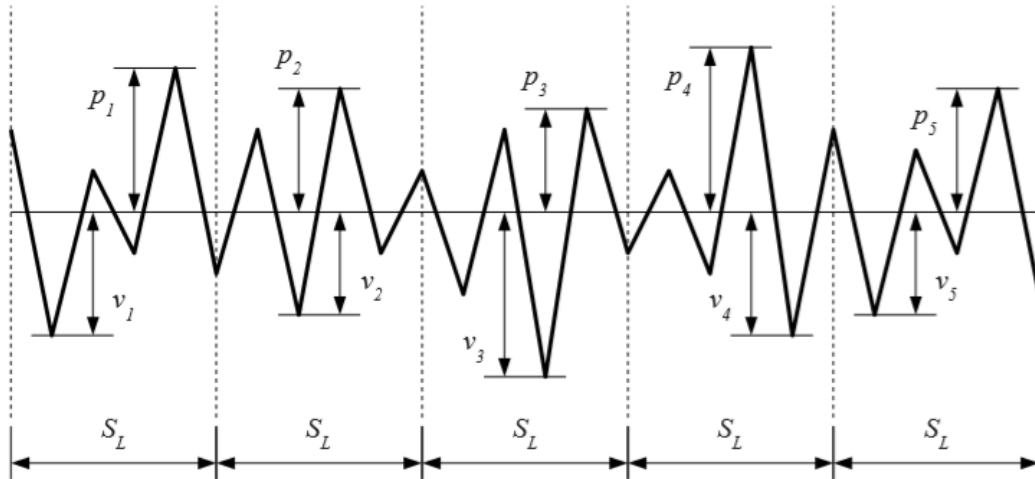


Figura 3.4 – Altura Média de Pico e Profundidade Média do Vale (Santos, 2009)

Os valores da altura máxima do pico,  $R_p$ , e profundidade máxima do vale,  $R_v$ , são definidos, como o nome indica, pelos valores máximos que ocorrem na totalidade da amostra (Figura 3.5), (Santos, 2009).

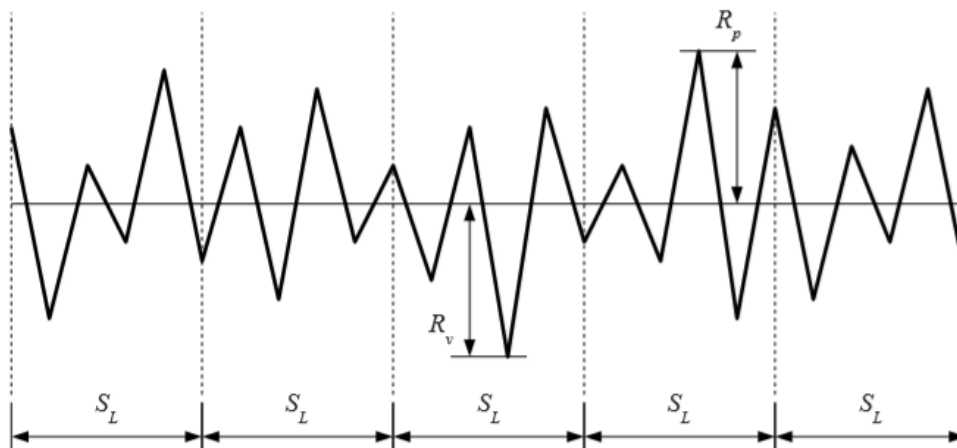


Figura 3.5 – Altura Máxima do Pico e Profundidade Máxima do Vale (Santos, 2009)

Além dos parâmetros evidenciados, existem outros vulgarmente referidos, como o pico máximo da altura do vale,  $R_{m\acute{a}x}$ , ou a altura da rugosidade total,  $R_y$ , (Figura 3.6).

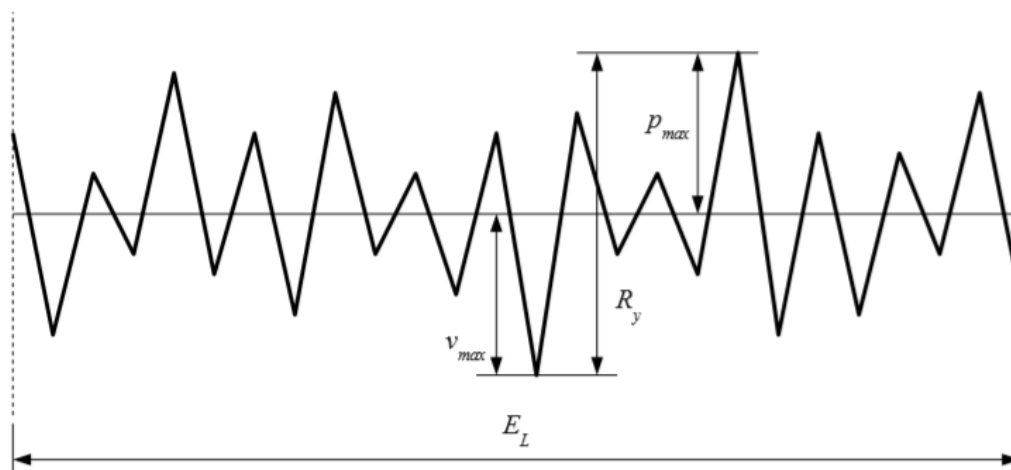


Figura 3.6 – Altura da Rugosidade Total (Santos, 2009)

A avaliação da resistência da interface em compósitos de betão pode ser realizada através de diversos ensaios, sendo o mais usual o ensaio de corte inclinado, também conhecido por *Slant Shear Test* (SST), sendo que este é o utilizado no presente trabalho. Foi inicialmente proposto com um provete cilíndrico, mas posteriormente adotou-se a versão prismática, conforme demonstrado na Figura 3.7 (Saldanha *et al.*, 2012).

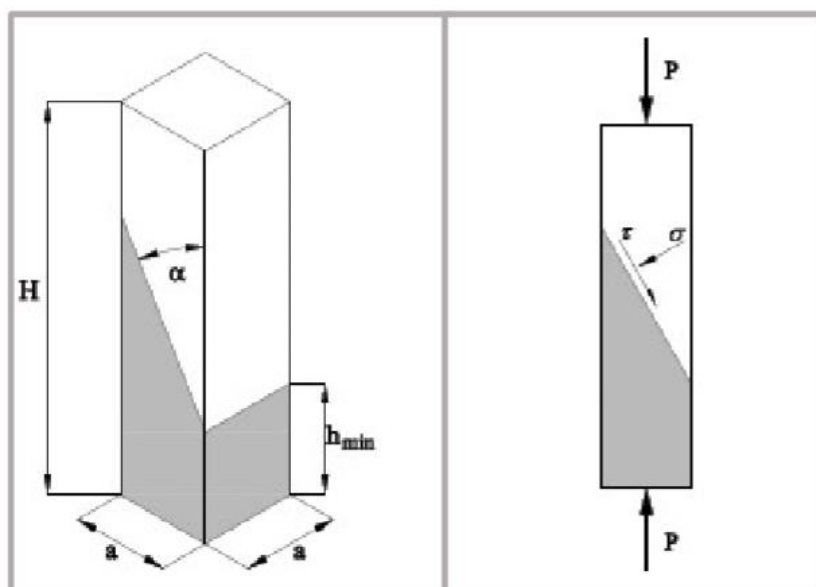


Figura 3.7 - SST: Dimensões e Tensão na interface (Saldanha *et al.*, 2012)

A opção por este ensaio deve-se essencialmente ao fato de ser sensível à preparação da superfície da interface, à rugosidade, e à interface estar sujeita a tensões de corte e compressão. A sua principal desvantagem é ser frequentemente obtido dois tipos de rotura distintos, a adesiva (deslocamento pela interface) ou a coesiva (esmagamento do betão mais fraco). Ao

ocorrer a rotura coesiva só se obtém limite inferior da resistência ao corte da interface betão-betão, pois neste caso a rotura é controlada pela resistência à compressão do betão mais fraco e não pelas características da interface (Saldanha *et al.*, 2012).

O ângulo da interface (relação entre as tensões normal e de corte) é de extrema importância em relação à carga aplicável e ao modo de rotura obtido, logo é sugerido que se obtenha uma envolvente de rotura, isto é, sejam ensaiados vários ângulos (Austin *et al.*, 1999).

De estudos realizados no passado, ensaios SST realizados com o mesmo betão para o substrato, mas alternando o betão adicionado, conclui-se que a rigidez diferencial e a resistência do betão adicionado influenciam o tipo de rotura, sendo neste caso a superfície da interface de ligação preparada com recurso a jato de areia. O betão do substrato manteve uma resistência à compressão de 30 MPa, enquanto que o betão adicionado variou entre 30, 50 e 100 MPa. No caso em que a resistência à compressão foi de 30 MPa, em ambos os betões, a rotura foi adesiva e foi uma rotura coesiva, quando a resistência do betão adicionado era superior (Júlio *et al.*, 2006).

O número de roturas coesivas aumenta quanto maior for a rugosidade e a rigidez diferencial, sendo que este parâmetro depende da idade e das condições de cura do betão do substrato e do betão adicionado (Santos e Júlio, 2011). Pode resumir-se que o tipo de rotura do SST é influenciado pelo ângulo da interface, rugosidade da interface, rigidez diferencial e pela retração diferencial.

### 3.2. Comportamento ao Corte em Vigas

Para o presente estudo, considerou-se relevante apresentar uma descrição sobre o comportamento ao corte em vigas de betão armado convencionais e os seus modelos de rotura. O comportamento ao corte está diretamente relacionado com a existência de um esforço transversal provocado num elemento de qualquer estrutura, nesta análise de betão armado, provocado por ações externas (Câmara, 2014).

Podemos definir que o esforço transversal corresponde à projeção de todas as forças, à esquerda ou à direita de uma seção, segundo a direção perpendicular ao eixo do elemento, sendo que age no sentido de cortar a seção, daí muitas vezes surgir a expressão “esforço de corte”. O esforço transversal é, em suma, igual à resultante das tensões tangenciais, segundo os princípios gerais da mecânica estrutural (Silva, 2015).

Numa viga submetida a duas cargas concentradas, sendo válido o comportamento linear elástico dos materiais, podem ser definidas as trajetórias principais de tensão, de tração e compressão, conforme a Figura 3.8 (Câmara, 2014).

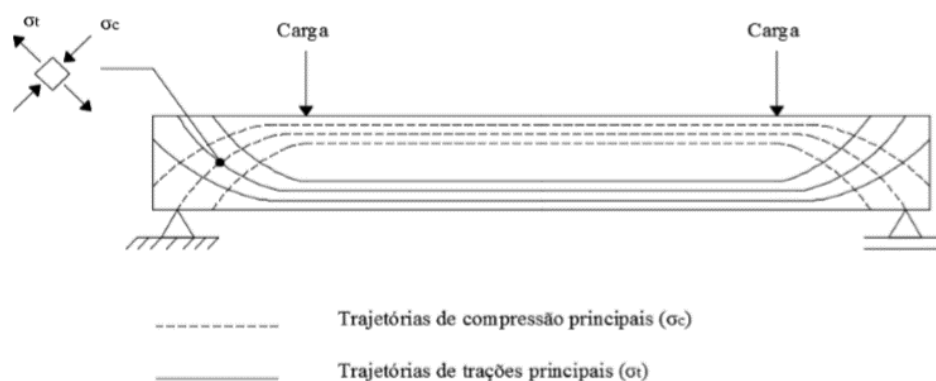


Figura 3.8 - Trajetória de tensões em uma viga num estado não fendilhado (Silva, 2015)

No designado “estado não fendilhado” nota-se que as trajetórias são paralelas ao eixo longitudinal, na zona de flexão pura, zona central. Consoante a carga vai aumentando ocorre a fenda do betão na direção perpendicular às tensões de tração, sendo que nas zonas laterais aparecem fendas de flexão e de corte (Figura 3.9), (Câmara, 2014).

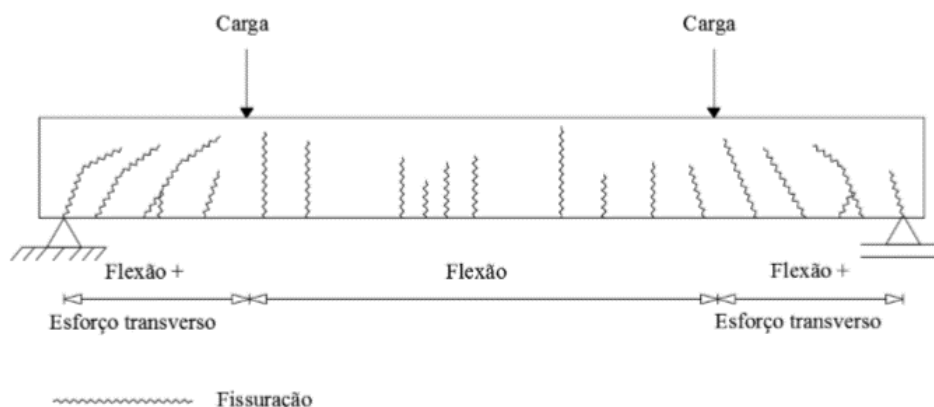


Figura 3.9 – Fendilhação de uma viga (Silva, 2015)

Com o aparecimento da fendilhação do betão dá-se início ao estado fendilhado. O aumento da carga leva a que a fenda se desenvolva, levando as fendas até próximo da zona comprimida. Verifica-se que as fendas cortam a possibilidade de encaminhamento das trações inclinadas, de acordo com o comportamento elástico. Nestas condições, a presença de armadura transversal vertical / estribos faz com que as cargas aplicadas na parte inferior do elemento sejam transferidas para a parte superior por trações nos estribos. As cargas são encaminhadas para os apoios, por compressões inclinadas que se concentram na largura do apoio (Câmara, 2014). Visto este mecanismo ser semelhante a uma treliça, surge o modelo de cálculo “Modelo de escoras e tirantes” (Figura 3.10), em que as resultantes das tensões de compressão no betão

correspondem às escoras e os estribos, estando tracionados, comportam-se como tirantes (Câmara, 2014).

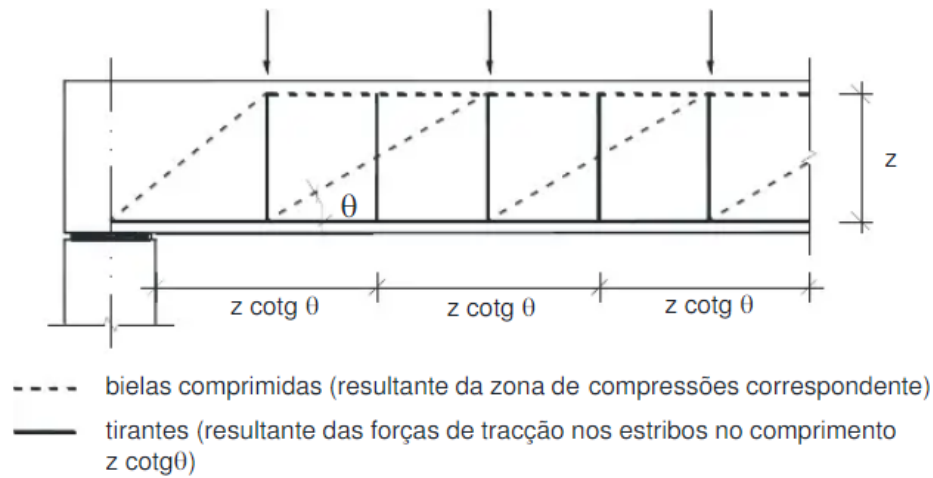


Figura 3.10 - Modelo de escoras e tirantes (Câmara, 2014)

O modelo proposto no EC2 admite um ângulo de inclinação das compressões ( $\theta$ ) a variar de  $45^\circ$  até  $21.8^\circ$ .

### 3.2.1. Tipos de Rotura por Esforço Transverso em Vigas

Podem ocorrer diversos tipos de rotura provocados pela ação do esforço transverso numa viga, sendo relevante para o presente trabalho o conhecimento dos mesmo.

#### 3.2.1.1. Rotura por Flexão localizada da armadura longitudinal

Caso ocorra uma deformação excessiva da armadura transversal, as fendas que daí surgem aumentam a sua abertura e comprimento, podendo dar origem a uma flexão localizada na armadura longitudinal, e sua eventual rotura (Figura 3.11). Estas fendas podem desenvolver-se até ao limite do bordo superior da viga (Barros, 2009).

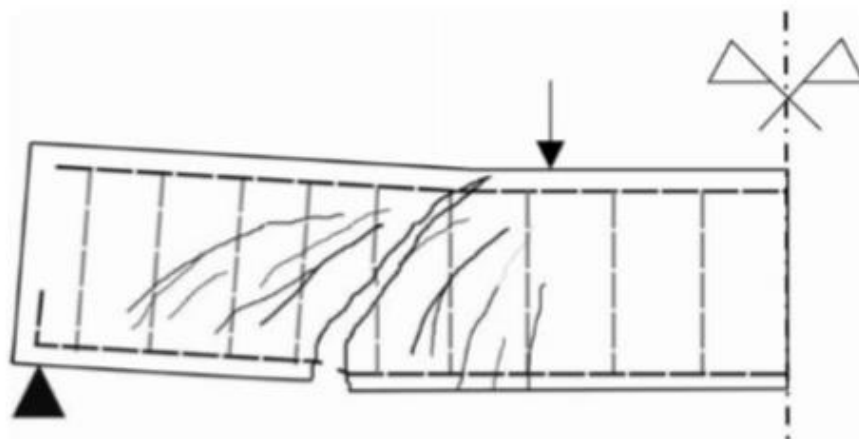


Figura 3.11 - Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal (Barros, 2009)

#### 3.2.1.2. Ruptura por corte-tração

Quando se atinge a tensão de cedência do aço dos estribos, ou seja, quando a capacidade de resistência à tração se torna insuficiente para fazer a transmissão de cargas, verifica-se uma maior abertura das fendas de corte e uma maior penetração destas na região menos tracionada do betão. Isto pode levar à ruptura dos estribos e consequentemente à incapacidade da viga em controlar a progressão das fendas de corte até ao topo (Figura 3.12), (Barros, 2009).

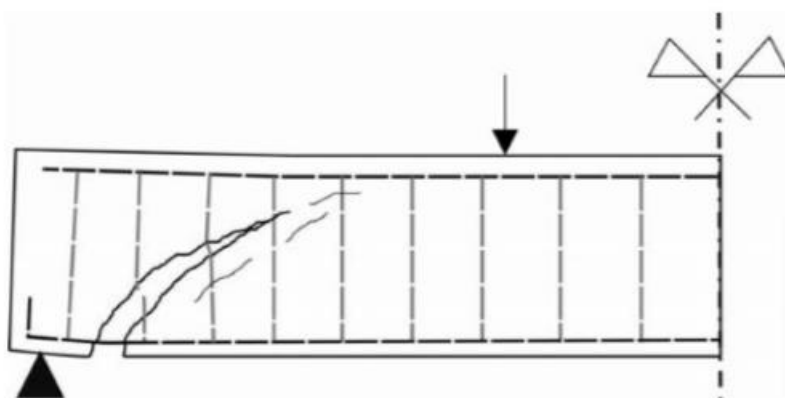


Figura 3.12 - Ruptura por corte-tração (Barros, 2009)

#### 3.2.1.3. Ruptura por compressão do bordo superior

Quando a armadura transversal é insuficiente para absorver as tensões de tração provocadas por esforços transversos, esta entra em cedência, observando-se o desenvolvimento de fissuras inclinadas em direção à zona comprimida do betão. A elevação do eixo neutro leva à redução da área de betão comprimida, podendo levar a um carregamento excessivo dessa mesma zona e consequentemente ao esmagamento do bordo superior da peça (Figura 3.13), (Barros, 2009).



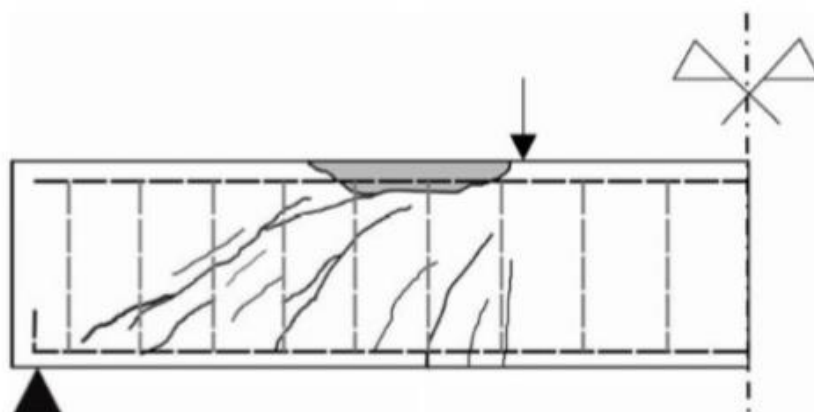


Figura 3.13 - Ruptura por compressão do bordo superior (Barros, 2009)

#### 3.2.1.4. Ruptura por falha de ancoragem no apoio

Provocado pelo efeito de arco, existe uma elevada solicitação da armadura longitudinal sobre o apoio. Caso esta não seja devidamente ancorada, ocorre a ruptura na zona de encontro da diagonal de compressão, junto ao apoio, com o banzo tracionado (Figura 3.14), (Barros, 2009).

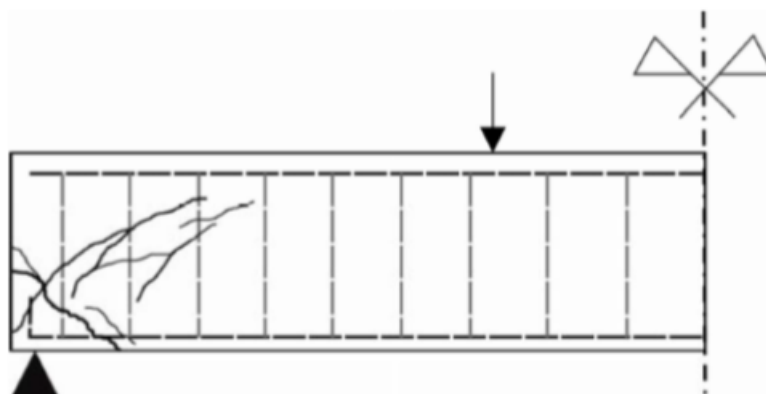


Figura 3.14 – Ruptura por falha de ancoragem no apoio (Barros, 2009)

Geralmente este tipo de ruptura ocorre devido a um comprimento ou forma de amarração insuficientes (Câmara, 2014).

### 3.2.1.5. Rotura por esmagamento da biela de compressão

Este tipo de rotura é mais frequente em vigas com dimensões reduzidas em que se atingem valores de tensões principais de compressão superiores à capacidade de resistência à compressão do betão. Esta ação leva ao esmagamento das bielas comprimidas que se desenvolvem entre as fendas de corte, sem que haja cedência da armadura transversal (Figura 3.15), (Barros, 2009).

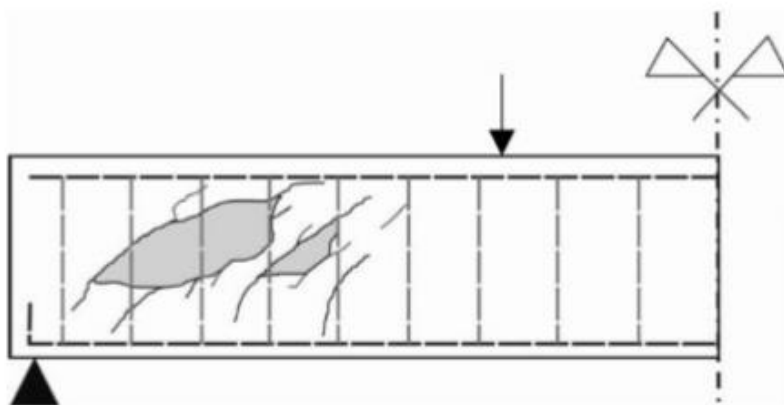


Figura 3.15 - Rotura por esmagamento da biela de compressão (Barros, 2009)

Este tipo de rotura define o limite superior de capacidade da viga ao esforço transverso para uma determinada classe de resistência de betão.

### 3.2.2. Influência das Fibras de Aço

O estudo da utilização de fibras num elemento estrutural para aumentar a resistência ao esforço transverso é relativamente recente, quando comparado com o uso para resistência à flexão (Vitt, 2011).

A adição de fibras torna o betão mais heterógeno e provoca uma alteração do comportamento, passando, tendencialmente, de frágil para uma rotura aproximada da dúctil. Num BEAL o comportamento é frágil, pois uma vez atingida a tensão última, ambas as fases do material, fase da matriz ligante e dos agregados leves, perdem rapidamente a capacidade de carga e nenhuma das duas apresenta reserva de energia (Costa, 2012).

Num betão sem fibras, se existir fendilhação, as tensões procurarão outro percurso para se propagarem, que acaba por ser a extremidade da fenda. Origina-se, assim, uma concentração de tensões, acabando por ocorrer uma rotura frágil, quando for ultrapassada a resistência do betão. No caso de um betão com fibras, as tensões têm um caminho que é proporcionado pelas pontes que as fibras estabelecem (Figura 3.16). Neste caso não ocorre uma concentração tão forte de tensões na extremidade da fenda, o que se traduz numa propagação mais lenta das fendas e um comportamento próximo do dúctil (Barros, 2009).

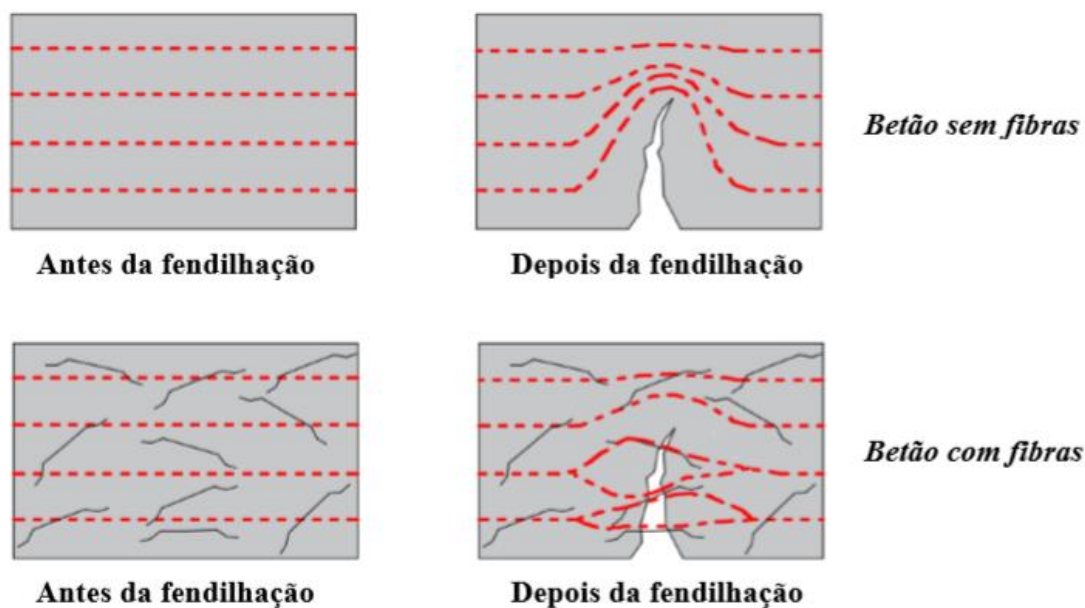


Figura 3.16 – Concentração de tensões (Barros, 2009)

Segundo Robins *et al.* (2001), a evolução de uma fenda num elemento fletido de betão reforçado com fibras de aço é caracterizada por quatro estados. No primeiro estado a matriz cimentícia não apresenta fissuração, correspondendo à zona da secção tracionada com comportamento linear elástico. O estado 2 é atingido quando a resistência a tração é ultrapassada, causando a microfendilhação do betão e consequente diminuição gradual da rigidez da viga. A presença de fibras estabiliza o processo de fendilhação, o que não ocorre em betões simples, como os BEAL, em que a microfendilhação rapidamente se desenvolve para macrofendilhação. No estado 3 observa-se a abertura de macrofendas que se propagam ao longo de maior altura na secção da viga. Por fim, no estado 4, as fibras são completamente arrancadas ou fraturadas, resultando numa eventual rotura da viga, caso esta não esteja provida de outro tipo de reforço.

Em elementos fletidos, como é o caso das vigas, muito dificilmente será viável a nível económico a substituição total de varões de aço por fibras, pois é necessária uma percentagem muito elevada de fibras de alto desempenho para obter o mesmo comportamento que é oferecido pela armadura tradicional (Vitt, 2011).

Em elementos onde apenas é necessário dotar a estrutura de um reforço mínimo aos esforços transversos, ou seja, a armadura transversal requerida é mínima, pode-se optar pela substituição na totalidade dos estribos por fibras de aço, pois em muitos casos é uma solução económica. As fibras de aço permitem que ocorra uma rotura próxima da dúctil, aproximando-se de uma situação com estribos. A Figura 3.17 ajuda a evidenciar as diferenças entre a situação de uma viga sem reforço ao esforço transversal, ou seja, sem estribos e sem fibras, e de uma viga reforçada com fibras, mas sem estribos. A propagação da fendilhação numa viga com fibras de aço é mais estável e é feita numa área de controlo maior. O efeito das fibras na resistência ao corte pode ser justificado pelo fato de estas intersectarem as fendas, mantendo a proximidade

das faces e proporcionando um componente adicional aos mecanismos internos de resistência (Vitt, 2011).



Figura 3.17 - Viga com e sem fibras de aço (Silva, 2015)

Vigas com a combinação de estribos e fibras de aço são também uma solução plausível, em que o uso do conjunto se pode traduzir em maiores ganhos do que se for considerado o efeito de ambos separadamente, uma vez que as duas componentes se completam. A junção de fibras a uma viga já reforçada com armadura transversal irá aumentar o valor da carga resistente e reduzir a abertura de fendas (Vitt, 2011).

O conhecimento da influência das fibras de aço permite fazer com que se reduza a quantidade/dimensão de estribos, substituindo-os por fibras de aço, proporcionando uma maior qualidade e rapidez de execução de obra, por exemplo.

## 4. Programa Experimental

No Capítulo 4 apresenta-se o programa experimental desenvolvido, no qual se inclui:

- caracterização das misturas;
- produção das vigas;
- ensaios experimentais para determinar as características dos betões;
- descrição dos ensaios para a caracterização das interfaces entre os betões;
- descrição dos ensaios experimentais para avaliar o comportamento das vigas ao esforço transversal.

Importa salientar, mais uma vez, que esta dissertação faz parte de um trabalho conjunto, inserido num plano de investigação mais amplo. Desta forma as composições dos betões são iguais a de outros trabalhos realizados no âmbito desse plano de investigação. Tendo como objetivo, que do trabalho conjunto surja um estudo detalhado do comportamento estrutural de uma *superskin* em UHPC.

### 4.1. Caracterização de Misturas

É fundamental caracterizar as misturas de betão que foram usadas no presente trabalho para se compreender posteriormente os resultados obtidos. Como tal, é necessário ter conhecimento da composição dos betões, das características de cada um dos constituintes bem como dos resultados de ensaios normalizados no estado fresco e no estado endurecido. Assim, teve-se como objetivo realizar uma caracterização completa dos betões utilizados para averiguar de forma concreta o seu comportamento, para mais tarde se compreender o comportamento das vigas ensaiadas.

Neste trabalho foram produzidas duas misturas de betão, uma de betão estrutural de agregados leves (BEAL) e outra de betão de ultraelevado desempenho (UHPC).

#### 4.1.1. Constituintes e Composição do BEAL (Betão do núcleo)

A escolha do cimento usado na produção do BEAL (betão usado no núcleo das vigas), foi feita tendo em conta, essencialmente, a resistência à compressão pretendida. Como tal foi utilizado um cimento *Portland* de calcário CEM II/A-L 42.5 R, produzido pela *Secil*, apresentando uma massa volúmica de 3,08 kg/dm<sup>3</sup>. Para além, do cimento referido, foram também utilizadas adições de cinza volantes, com uma massa volúmica de 2,3 kg/dm<sup>3</sup>, de forma a aumentar a plasticidade e a compacidade, além de promover o efeito pozolânico. Desta forma, foi possível reduzir a relação A/C e aumentar a trabalhabilidade e compacidade do BEAL, reduzindo os vazios da pasta, e facilitando a betonagem, dado o reduzido espaço para a colocação do BEAL nos elementos a produzir.

As Figuras 4.1 e 4.2 ilustram o aspeto macroscópico dos ligantes utilizados.



Figura 4.1 - CEM II / A-L 45.5 R



Figura 4.2 - Cinzas Volantes

Em relação ao capítulo dos agregados, foram utilizados dois tipos de agregados leves de argila expandida, com granulometria distintas. Utilizou-se LECA® MD e LECA® XS, apresentando uma granulometria de 4/12 mm e de 0/3 mm, respetivamente, com o aspeto ilustrado nas Figuras 4.3 e 4.4.



Figura 4.3 - LECA® MD



Figura 4.4 - LECA® XS

Para os agregados finos foi considerada uma areia média de 0/4 mm, cujo aspeto é ilustrado na Figura 4.5.



Figura 4.5 - Areia Média 0/4 mm

O adjuvante utilizado foi o *MasterGlenium SKY 526*, produzido pela *BASF*. A utilização deste adjuvante teve como objetivo o aumento da plasticidade e a respetiva redução da quantidade de água necessária para a amassadura, levando assim a uma melhor resistência mecânica, sem implicar uma redução da trabalhabilidade do betão. É um superplastificante inovador à base de polímeros de éter policarboxílico, permitindo uma eficaz hidratação do cimento e cuja massa volúmica é de  $1,06 \text{ kg/dm}^3$  (Figura 4.6).



Figura 4.6 - Adjuvante *MasterGlenium SKY 526*

A água deve ser apropriada para o seu uso na produção de betão, dever-se-á garantir que a água não possui características que prejudiquem o desenvolvimento da hidratação (Lourenço *et al*, 2004). Posto isto, a água usada na mistura foi da rede pública de abastecimento de Coimbra.

No Quadro 4.1 são apresentados a quantidade de constituintes utilizados para a produção de  $1 \text{ m}^3$  de BEAL, bem como a sua massa volúmica.



Quadro 4.1 - Composição para 1 m<sup>3</sup> de BEAL

CONSTITUINTES	DESIGNAÇÃO	MASSA VOLUMICA (kg/m <sup>3</sup> )	MASSA (kg)
Cimento	CEM II-A/L – 42,5R	3,08	400,00
Adição	Cinzas Volantes	2,30	120,00
Adjuvante	<i>MasterGlenium SKY 526</i>	1,06	4,40
Água	Efetiva	1,00	156,00
	Absorção	1,00	21,00
Areia Média	AM 0/4	2,63	642,00
Leca®	MD 4/12	0,88	269,00
Leca®	XS 0/3	0,86	141,00
TOTAL			1754,00

#### 4.1.2. Constituintes e Composição do UHPC (*Superskin*)

A composição de UHPC foi ajustada para uma dosagem moderada de cimento, comparativamente com outras composições de UHPC, adição de cinzas volantes e *fíler* na pasta ligante, tendo sido também utilizadas microfibras de aço de elevada resistência. A justificação para esta escolha advém do tipo e dosagem de cimento, sendo que neste caso se usou um cimento CEM I – 52.5 R. Esta escolha está relacionada com a resistência à compressão que se pretende obter.

Neste caso usou-se dois tipos de adições, as cinzas volantes e *fíler* calcário. As cinzas volantes têm a capacidade de melhorar a trabalhabilidade da pasta e de reduzir a relação entre quantidade de água e a quantidade de ligante. Tem ainda como vantagem ter um preço inferior ao do cimento. O *fíler* calcário apresenta uma reduzida granulometria, o que conduz a uma redução da porosidade da pasta, conseguindo-se assim uma elevada durabilidade, pretendida no UHPC.

As Figuras 4.7 e 4.8 ilustram o aspeto macroscópico dos ligantes utilizados, sendo as cinzas volantes já referidas na Figura 4.2.





Figura 4.7 - CEM I - 52.5 R



Figura 4.8 - Fíler Calcário

O adjuvante utilizado na composição do UHPC foi o mesmo que no BEAL, o *MasterGlenium SKY 526*.

Como se pretende obter uma matriz ultradensa com baixa porosidade, não foram usados agregados grossos na composição do UHPC. Em relação aos agregados finos, considerou-se uma areia fina de granulometria 0/1 mm, ilustrada na Figura 4.9, pois quanto menor for a dimensão do agregado, menor será a porosidade da mistura e, conseqüentemente, melhor será a durabilidade do betão.



Figura 4.9 - Areia Fina 0/1 mm

Foram utilizadas fibras metálicas do tipo *DRAMIX OL 10/0.12*, ou seja, com um comprimento de 10 mm e uma espessura de 0.12mm. O uso destas fibras teve o objetivo de aumentar a resistência do betão à tração e a sua ductilidade. A escolha do tipo e quantidade de fibras a utilizar teve em consideração vários estudos realizados no passado, sendo que estes admitem um valor ótimo de fibras entre os 0,5% e os 2,0%, isto para os betões reforçados com fibras metálicas (Gomes, 2013). Para valores superiores de fibras de aço a 2,0% da mistura, a aglomeração de fibras poderia ser de tal ordem que conduziria à posterior segregação do betão,

diminuição da sua trabalhabilidade e possivelmente à perda de resistência (Naaman, 2003). Para evitar esta possível segregação, optou-se por utilizar 2,0% de fibras de aço.

A Figura 4.10 ilustra o aspeto das fibras de aço utilizadas.



Figura 4.10- Fibras de aço DRAMIX OL 10/0.12

No Quadro 4.2 são apresentados a quantidade de constituintes utilizados para a produção de 1 m<sup>3</sup> de UHPC, bem como a sua massa volúmica.

Quadro 4.2 - Composição para 1 m<sup>3</sup> de UHPC

CONSTITUINTES	DESIGNAÇÃO	MASSA VOLÚMICA (kg/m <sup>3</sup> )	MASSA (kg)
Cimento	CEM I – 52,5R	3,12	750,00
Adições	Cinzas Volantes	2,30	220,00
	Fíler Calcário	2,70	130,00
Adjuvante	<i>MasterGlenium SKY 526</i>	1,06	12,00
Água	Efetiva	1,00	206,00
Areia Fina 0/1	AF 0/1	2,63	952,00
Fibras	Microfibras Aço 10mm	7,86	157,00
TOTAL			2427,00

## 4.2. Caracterização das Armaduras

Quanto à descrição das armaduras, tanto na armadura longitudinal como na armadura transversal, foram utilizados varões de aço da classe de resistência *A500 NR SD*, isto significa, varões nervurados, laminados a quente de alta aderência e de ductilidade especial (Figura 4.11).

Os diâmetros dos varões utilizados foram os seguintes: 6 mm ( $\varnothing 6$ ), 8 mm ( $\varnothing 8$ ), 10 mm ( $\varnothing 10$ ) e 16 mm ( $\varnothing 16$ ).



Figura 4.11 - Aspeto de armaduras utilizadas nas vigas

Para o aço foram usados os valores recomendados no EC2 para o módulo de elasticidade ( $E_s$ ), a tensão de cedência ( $f_{sy}$ ) e a tensão de rotura ( $f_{su}$ ), bem como as extensões associadas a cada uma dessas tensões ( $\epsilon_{sy}$  e  $\epsilon_{su}$ ), valores estes apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.3 - Características nominais do aço utilizado (EC2).

AÇO	TRAÇÃO				$E_s$ (GPa)
	$f_{sy}$ (MPa)	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (‰)	$\epsilon_{su}$ (‰)	
A 500 NR SD	500,00	550,00	2,50	12,00	200

### 4.3. Características dos Betões

Para a determinação das principais características de resistência do betão foram realizados os ensaios apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.4 - Ensaio de caracterização do betão realizados

ENSAIO	NORMA
Resistência à compressão de provetes	NP EN 12390-3:2011
Determinação do módulo de elasticidade em compressão	LNEC E397:1993
Resistência à tração por flexão	NP EN 12390-5:2009
Determinação da massa volúmica	NP EN 12390-7,2009

Os ensaios de caracterização dos betões realizados na presente dissertação foram comuns aos outros trabalhos realizados no âmbito do plano de investigação elaborado para estudar o comportamento de elementos estruturais constituídos por um BEAL no núcleo e por UHPC na camada de recobrimento.

#### 4.3.1. Resistência à Compressão



Figura 4.12 - Provetes cúbicos para ensaio à compressão

A determinação da resistência à compressão do betão ( $f_c$ ), foi realizada segundo o procedimento descrito na norma NP EN 12390-3 (2011). Os ensaios foram realizados em três provetes cúbicos, para os dois tipos de betões utilizados, com a dimensão de 150x150x150 mm<sup>3</sup>, executados aquando a produção das vigas de ensaio (Figura 4.12).

A cura dos provetes foi feita em imersão num tanque de água a uma temperatura de 20° C, até ao dia anterior ao ensaio. Posteriormente, utilizou-se uma prensa hidráulica para aplicar uma tensão de compressão, a uma velocidade constante nos provetes até à sua rotura (Figura 4.13). De seguida, determinou-se a tensão de resistência à compressão do betão através do quociente entre a força de rotura e a área comprimida do provete. Por fim, foi feita uma média aritmética dos valores obtidos de forma a obter valores médios de tensão resistente ( $f_{cm,cubo}$ ).



Figura 4.13 - Ensaio de Resistência à Compressão

Sendo que não foram realizados provetes cilíndricos para o ensaio, os valores de tensão de rotura à compressão em cilindros foram obtidos através da seguinte expressão (Costa e Appleton, 2002). No caso do UHPC, o fator a considerar na expressão é de 0,8.

$$f_{cm,cil} = 0,90 \times f_{cm,cube} (28dias) \quad (4.1)$$

#### 4.3.2. Módulo de Elasticidade

Para determinar o módulo de elasticidade ( $E_c$ ) recorreu-se à aplicação de uma carga cíclica entre dois níveis de tensão, num provete prismático com a dimensão de 100x100x400 mm<sup>3</sup>, de acordo com a especificação LNEC E 397, 1993. As deformações que ocorreram em cada ciclo foram medidas através da colagem de pastilhas *demec*, coladas em cada uma de duas faces opostas do

prisma, sendo a variação da dimensão longitudinal medida com um alongômetro. Concluiu-se este procedimento quando a diferença entre as deformações de ciclos consecutivos foi inferior à condição da convergência definida na norma (Figura 4.14).



Figura 4.14 - Determinação do módulo de elasticidade em provete prismático

#### 4.3.3. Massa Volúmica

A determinação deste parâmetro, foi feita através de uma pesagem de provetes cúbicos numa balança de precisão, dividindo a sua massa pelo respetivo volume através da NP EN 13090-7, 2009.

#### 4.3.4. Resistência a Tração por Flexão

A metodologia de cálculo para a determinação da resistência à tração por flexão foi efetuada de acordo com a norma NP EN 12390-5, 2009. Os respetivos ensaios de flexão foram efetuados recorrendo a um provete prismático com a dimensão de 100x100x400 mm<sup>3</sup> e apenas para o UHPC. Foram usados dois LVDTs verticais colocados a meio vão em faces opostas, sendo definida uma distância entre os apoios de 300 mm.

A norma EN 14651, 2007 indica que a determinação das resistências residuais de flexão ( $f_R$ ) pode ser feita tendo em conta a flecha a meio do vão, em substituição da medida da abertura do entalhe (CMOD – *Crack Mouth Opening Displacement*). Este cálculo pode ser feito pelo ensaio da norma EN 12390-5, 2009. O cálculo das tensões residuais ( $f_{R1}$ ,  $f_{R2}$ ,  $f_{R3}$ ,  $f_{R4}$ ) é feito através da seguinte fórmula:



$$f_{Ri} = \frac{3}{2} \times F_i \times 10^3 \times \frac{l_R}{b_R \times h_R^2} \quad (4.2)$$

Onde,

- $F_i$  força (kN);
- $l_R$  distância entre apoios (mm);
- $b_R$  largura do provete (mm);
- $h_R$  altura do provete (mm).

A força  $F_i$  está relacionada com a flecha central da seguinte fórmula:

- $F_1$ : força correspondente à flecha central de 0.47 mm;
- $F_2$ : força correspondente a uma flecha central de 1.32 mm;
- $F_3$ : força correspondente a uma flecha central de 2.17 mm;
- $F_4$ : força correspondente a uma flecha central de 3.02 mm.

O cálculo da tensão de tração por flexão ( $f_{ct,fl}$ ) é feito usando a mesma expressão anterior (4.3), onde a força  $F$  a considerar corresponde ao valor máximo ( $F_{máx}$ ).

#### 4.4. Resultados

Os resultados obtidos para a massa volúmica, resistência à compressão, incluindo a conversão para o caso de provetes cilíndricos, resistência à tração e módulo de elasticidade são apresentados no Quadro 4.7.

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios realizados

BETÃO	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{cm,cubo}$ (MPa)	$f_{cm,cil}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
BEAL	1754	41,5	37,35	-	21,00
UHPC	2427	142,0	113,60	29,40	40,50

É de salientar, que conforme previsto, o UHPC atinge valores consideravelmente superiores ao BEAL no que se refere à resistência e ao módulo de elasticidade.

No Quadro 4.8 resumem-se os valores obtidos da resistência à tração por flexão do provete em UHPC.

Quadro 4.6 - Resultados do ensaio de Tração por Flexão

TRAÇÃO POR FLEXÃO $f_{ctm,fl}$ (MPa)	TRAÇÃO RESIDUAL POR FLEXÃO			
	$F_{Rm1}$ (MPa)	$F_{Rm2}$ (MPa)	$F_{Rm3}$ (MPa)	$F_{Rm4}$ (MPa)
UHPC	29,40	25,10	17,70	12,40

A adição de fibras ao UHPC permite que este obtenha resistências residuais finais elevadas.

#### 4.5. Estudo da Interface

A resistência da interface depende de vários fatores, tendo sido assim efetuados ensaios laboratoriais com os vários tipos de ligações utilizadas entre o betão do substrato e o betão adicionado, para quantificar e caracterizar essa mesma resistência. Utilizou-se o ensaio do corte inclinado (SST) para se proceder à caracterização da resistência ao corte da interface entre os dois betões.

##### 4.5.1. Rugosidade das interfaces

O betão usado no substrato foi o BEAL e o betão adicionado o UHPC, tendo a ligação/rugosidade entre ambos analisada em quatro variantes:

- Lisa (L);
- Conectores Metálicos (C);
- Rugosa (R);
- Indentada/Ondulada (O).

Na superfície lisa, a viga foi moldada contra umas placas de aglomerado com melamina, que efetuaram a divisão da cofragem e auxiliaram a ocupação do espaço da *superskin*, sem qualquer tipo de tratamento nas superfícies de contacto (Figuras 4.15 e 4.16).



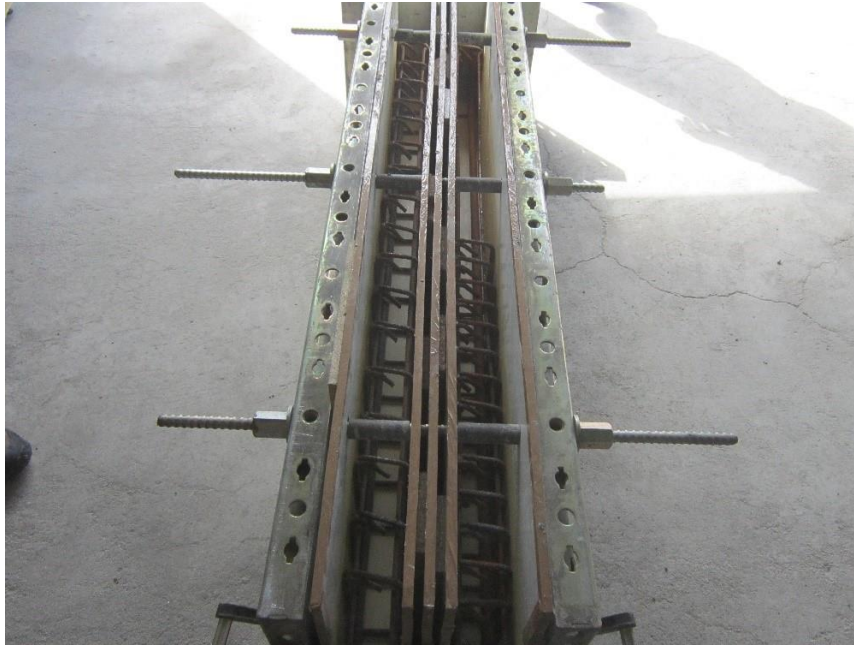


Figura 4.15 – Preparação de cofragem para superfície lisa



Figura 4.16 – Viga com superfície lisa

Foram usados conectores, pregos estriados, de aço com 4 mm de diâmetro, aplicados numa superfície de poliestireno com padrão de espaçamento de cerca de 4cm x 7cm na base e 6cm x 7cm nas laterais (Figuras 4.17, 4.18 e 4.19).

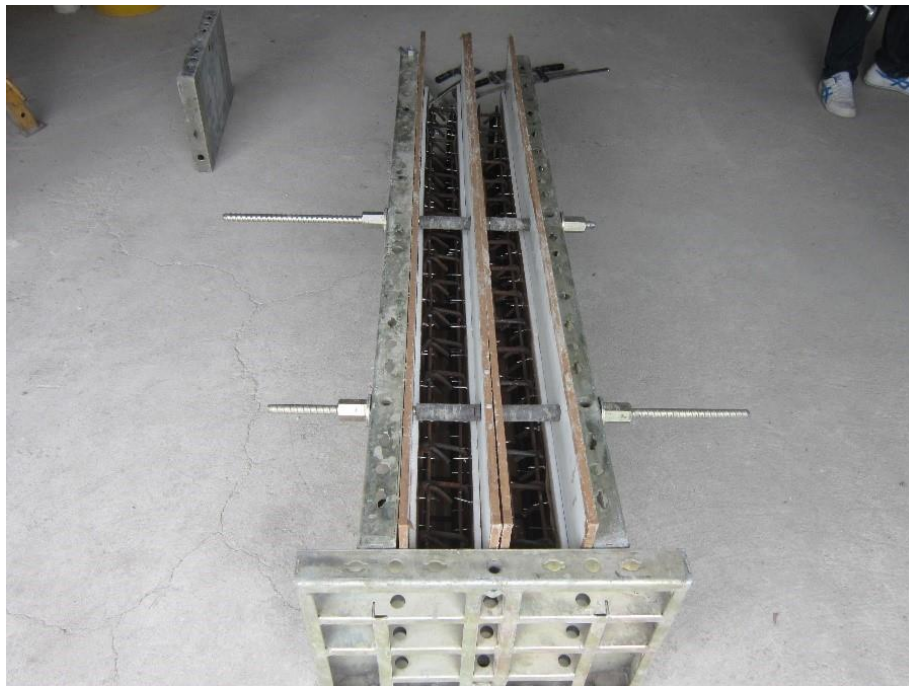


Figura 4.17 – Preparação de cofragem para superfície com conectores



Figura 4.18 – Pormenor dos conectores metálicos



Figura 4.19 – Superfície com conectores-pregos estriados de aço

Com o intuito de se obter uma superfície rugosa usou-se um inibidor de presa superficial na face da interface, removendo a matriz ligante superficial após a desmoldagem com água corrente e uma ligeira escovagem (Figura 4.20 e 4.21).



Figura 4.20 – Limpeza da viga com retardador de presa





Figura 4.21 – Superfície rugosa

Para a obtenção de uma superfície indentada, foi efetuada betonagem contra cofragem com esta característica geométrica. Usaram-se tiras de K-line de 5 mm, aplicadas em placas de aglomerado com melamina, com uma largura de 20 mm e espaçamento de 60 mm, no fundo e simétricas nos dois planos verticais (Figura 4.22 e 4.23).

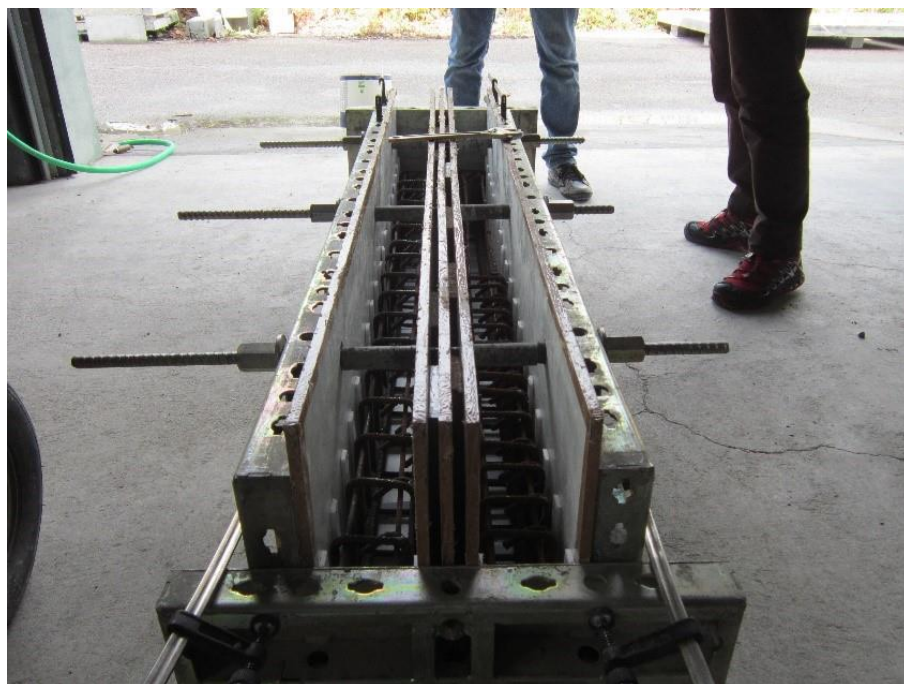


Figura 4.22 – Cofragem para superfície indentada



Figura 4.23 – Superfície indentada

#### 4.5.2. Produção dos Provetes de ensaio

Com o intuito de analisar o comportamento da interface da ligação entre o BEAL e o UHPC, foram produzidos quatros provetes prismáticos, um por cada tipo de ligação proposta, com as dimensões regulamentares  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ . A interface forma um ângulo de  $25^\circ$  com o eixo longitudinal do prisma (Figura 4.24).

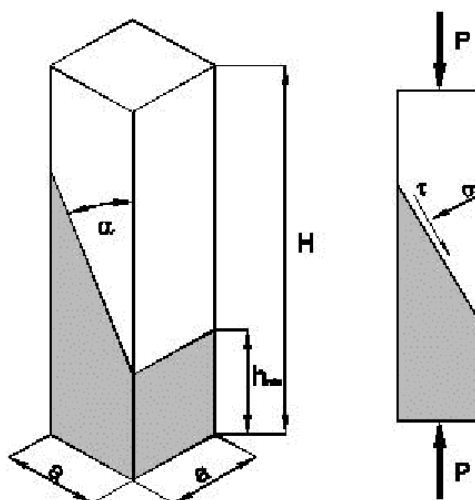


Figura 4.24 - Esquema de provete prismático para ensaio ao corte inclinado

A produção dos provetes foi feita em duas faces, numa primeira foi betonado o betão de substrato (BEAL), e só posteriormente se betonou o betão adicionado (UHPC). Após a betonagem do BEAL, as metades dos provetes produzidos foram curados em água a uma temperatura de 20° C. Passados 28 dias procedeu-se à betonagem do UHPC. Os provetes foram desmoldados e ficaram em ambiente de laboratório até ao dia do ensaio.

#### 4.5.3. Ensaio de Corte Inclinado

Os ensaios de corte inclinado são realizados 28 dias após a betonagem final sendo efetuado segundo a norma ASTM C882. O ensaio consiste na aplicação de uma carga a velocidade constante 3 kN/s até o provete atingir a rotura. Verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura: rotura monolítica (coesiva) e rotura pela interface (adesiva).

O valor da tensão normal e de corte na interface podem ser determinados dividindo as componentes, normal e tangencial da força de compressão, respetivamente, pela área do plano de corte da interface.

$$\sigma = \frac{F \times \sin^2 \emptyset}{a^2} \quad (4.3)$$

$$\tau = \frac{F \times \cos \emptyset \times \sin \emptyset}{a^2} \quad (4.4)$$

Onde,

- $\sigma$  – tensão normal na interface (kN);
- $\tau$  – tensão de corte na interface (kN);
- $\emptyset$  – angulo de inclinação da interface (°);
- $a$  – dimensão da aresta da seção transversal (m).

Verificou-se que predominou a rotura adesiva tanto no provete com superfície lisa, como também no provete com superfície indentada e com conectores metálicos. A rotura coesiva ocorreu no provete com a superfície rugosa, onde se aplicou o retardador de presa e ocorreu pelo betão com menor resistência à compressão, BEAL. Através dos valores obtidos (Quadro 4.7) podemos concluir que com o aumento da rugosidade da interface, nota-se um aumento da resistência ao corte, sendo a superfície rugosa, com retardador superficial de presa, a mais eficiente.

Quadro 4.7 - Valores da resistência ao corte da interface

TIPO DE LIGAÇÃO	RESISTÊNCIA AO CORTE LONGITUDINAL ( $\tau$ ) (MPa)
Lisa	0,80
Conectores	5,50
Rugosa (Retardador)	11,70
Indentada	8,70

#### 4.5.4. Caracterização da Rugosidade da Interface

Utilizou-se a técnica de Método do Analisador a Laser 2D, com o objetivo de estudar a rugosidade das superfícies criadas entre o BEAL e o UHPC. Utilizou-se um analisador de rugosidade a laser portátil desenvolvido no Departamento de Engenharia Elétrica e Computadores da Universidade de Coimbra (Santos e Júlio, 2008). Os sensores a laser podem executar leituras até um comprimento de 220 mm. O *hardware* é protegido por uma caixa de alumínio, sendo este dispositivo ligado a um computador portátil que controla o seu funcionamento, ver Figura 4.25 (Santos, 2009).



Figura 4.25 - Analisador de Rugosidade a Laser 2D

O *software* utilizado foi desenvolvido para controlar o equipamento, recolher os dados e gerar um arquivo de texto de saída, contendo as coordenadas do perfil de textura. O perfil de

rugosidade da superfície é representado graficamente (Figuras 4.17 a 4.20). Os ficheiros gerados pelo o *software* podem ser importados para qualquer tipo de aplicação comercial de metrologia de superfície, uma vez que os ficheiros são fáceis de tratar e assim compatíveis com outros aplicativos. Neste caso utilizou-se a aplicação *SurfTEX*, desenvolvido usando a ferramenta *Delphi RAD* da *Borland Corporation* (Santos, 2009).

Utilizando esta aplicação podem ser medidos doze parâmetros de rugosidade (Santos, 2009):

- Rugosidade média ( $R_a$ );
- Altura média do pico ao vale ( $R_z$  (DIN));
- Pico máximo da altura do vale ( $R_{\text{máx}}$ );
- Média da terceira maior altura do pico para o Vale ( $R_{3z}$ );
- Altura máxima do terceiro pico a vale ( $R_{3z, \text{max}}$ );
- Dez pontos de altura ( $R_z$  (ISO));
- Altura da rugosidade total ( $R_y$ );
- Altura do perfil da raiz quadrada média (RMS) ( $R_q$ );
- Altura média de pico ( $R_{pm}$ );
- Altura máxima do pico ( $R_p$ );
- Profundidade média do vale ( $R_{vm}$ );
- Profundidade máxima do vale ( $R_v$ ).

Foram realizadas dez leituras para cada tipo de superfície, gerando os perfis de textura correspondente através do *software*, ilustrados nas Figuras 4.26, 4.27, 4.28 e 4.29.

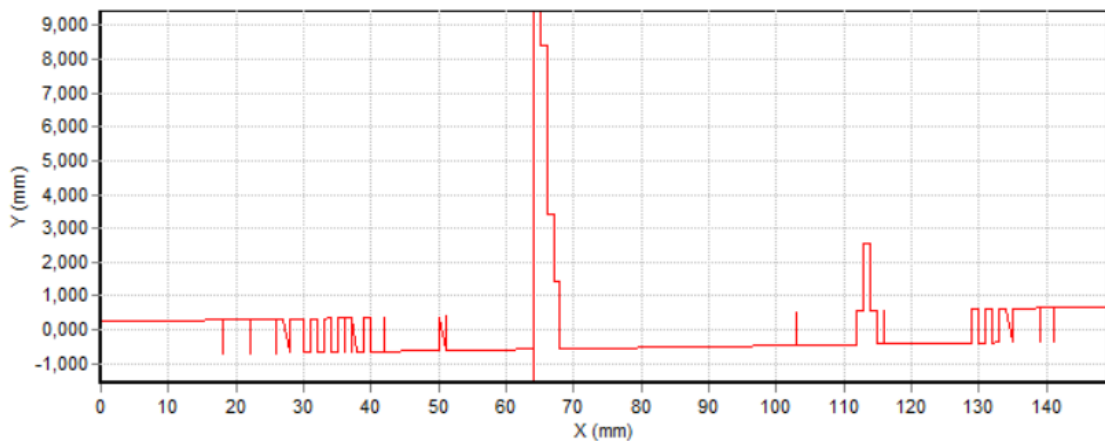


Figura 4.26 - Perfil de rugosidade da superfície lisa, através do *SurfTEX*



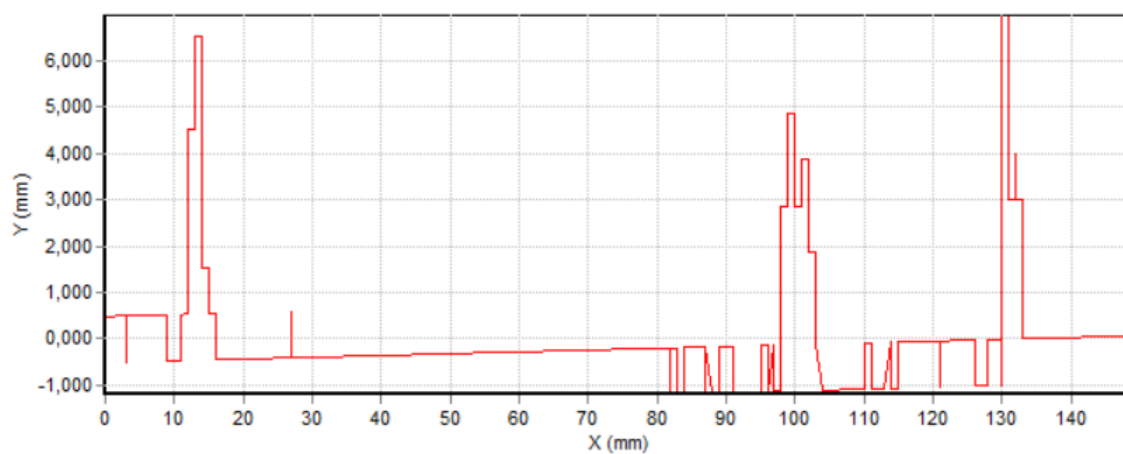


Figura 4.27 - Perfil de rugosidade da superfície com conectores metálicos, através do *SurfTEX*

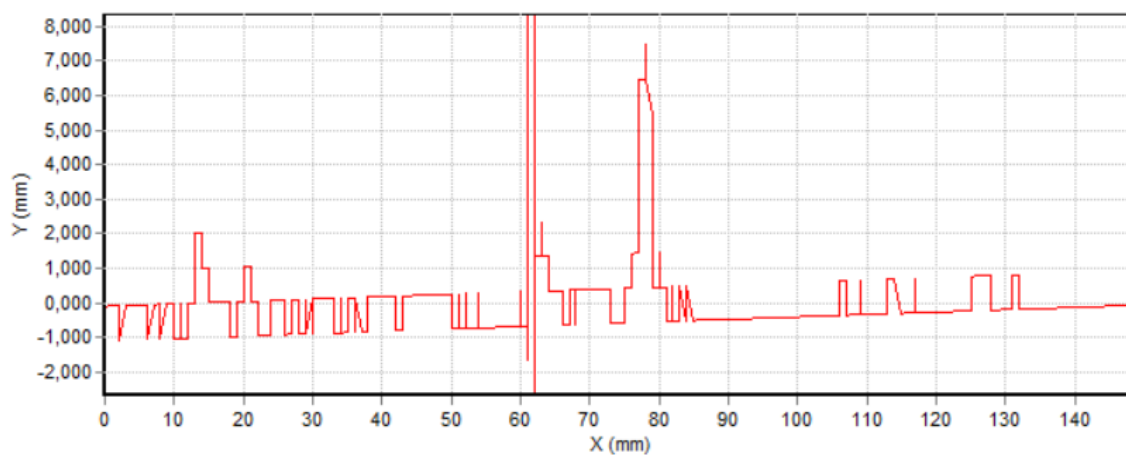


Figura 4.28 - Perfil de rugosidade com retardador de presa, através do *SurfTEX*

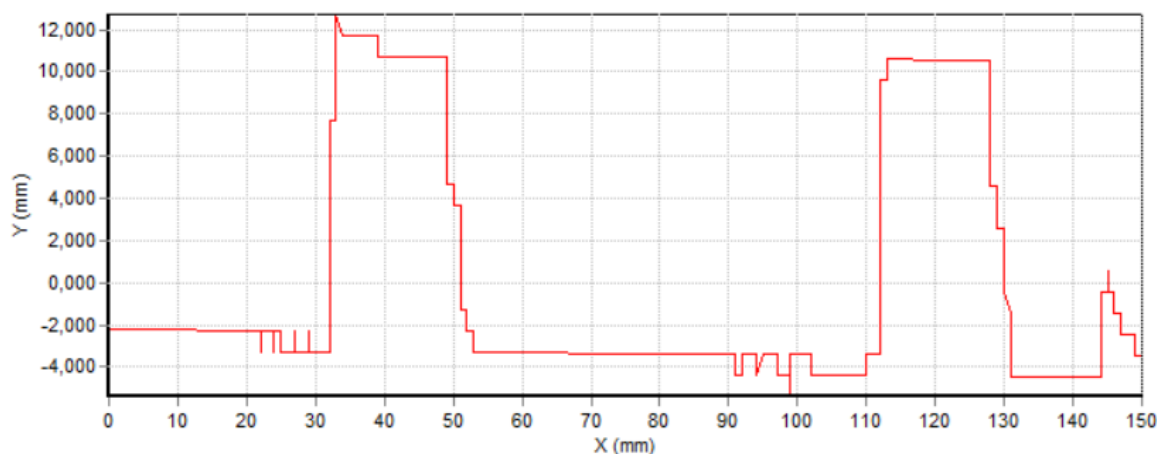


Figura 4.29 - Perfil de rugosidade da superfície indentada, através do *SurfTEX*

Com base nos vários perfis obtidos, foi possível determinar os doze parâmetros de rugosidade característicos do *SurfTEX*, apresentados no Quadro 4.10.

Quadro 4.8 - Parâmetros de Rugosidade, através do SurfTEX

PARÂMETRO DE RUGOSIDADE (mm)	TIPO DE LIGAÇÃO			
	Lisa	Conetores	Retardador	Indentada
$R_a$	0,30	0,45	0,39	4,99
$R_z$ (DIN)	1,41	2,05	2,63	11,06
$R_{max}$	3,72	3,80	5,68	16,25
$R_{3z}$	1,25	1,97	2,52	10,68
$R_{3z, max}$	3,11	3,78	5,51	15,47
$R_z$ (ISO)	3,40	4,23	5,74	16,25
$R_y$	3,90	4,30	5,88	16,78
$R_q$	0,44	0,67	0,63	5,90
$R_{pm}$	0,83	1,33	1,82	6,96
$R_p$	2,70	3,14	4,66	11,68
$R_{vm}$	0,57	0,72	0,81	4,10
$R_v$	1,20	1,17	1,22	5,09

Com base nos resultados obtidos pode-se concluir que a superfície que apresenta uma maior rugosidade é a superfície indentada, sendo superior nos doze parâmetros. A rugosidade da superfície do substrato influencia significativamente a resistência de união das interfaces BEAL-UHPC.

#### 4.6. Descrição dos Ensaios das Vigas ao Corte

Uma análise experimental sobre o comportamento estrutural de um dado elemento passa pela observação e quantificação dos efeitos resultantes da aplicação de ações previstas. Registrando determinados parâmetros como, por exemplo, as reações de apoios, os deslocamentos e as extensões em certas seções críticas do elemento. Nesta análise, é também importante analisar os mecanismos de rotura e de fendilhação.

Na presente dissertação foram produzidas e ensaiadas oito vigas ao corte até atingir a sua rotura, cinco com uma armadura longitudinal de tração constituída por 4Ø16 mm ( $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ) e duas com uma área de aço inferior, composta por 4Ø10 mm ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ). Nas cinco vigas em que se usou a mesma taxa de armadura uma foi definida como viga de referência, sendo somente constituída por BEAL, enquanto que as restantes quatro vigas eram compostas por BEAL e UHPC (considerando quatro interfaces diferentes, definidas nos sub-capítulos anteriores). Nas duas vigas em que se optou por considerar uma taxa de armadura longitudinal de tração mais reduzida, foram produzidas ambas com BEAL no núcleo e UHPC na camada de recobrimento. Sendo que neste caso foram considerados apenas dois tipos de interface, partiu-se do pressuposto que os extremos ao nível de rugosidade eram: limite inferior – superfície lisa; limite superior – superfície indentada.

Todas as vigas têm como valores médios 1500 mm de comprimento, 120 mm de largura e 240 mm de altura. Alerta-se para o fato de poderem existir pequenos desvios geométricos, resultantes dos empenos da cofragem utilizada, no entanto foram contabilizados nos cálculos posteriores, principalmente a altura útil das vigas ( $d$ ). Teve-se especial cuidado para garantir a regularização das superfícies das vigas, para evitar potenciais e indesejadas concentrações de tensões nos pontos de aplicação da carga. Também pela mesma razão colocou-se uma chapa de aço com 20 mm de espessura na zona de aplicação da carga, para melhorar a distribuição de tensões nessa zona.

As vigas, simplesmente apoiadas nas extremidades, foram carregadas com uma força ( $F$ ) num ponto concentrado a 0,55 m do apoio mais próximo (Figura 4.30).

Durante os ensaios foram medidos, além das forças e dos deslocamentos do atuador, os valores das reações nos dois apoios e os deslocamentos verticais. No *set-up* exposto à frente, é descrita a posição onde estes deslocamentos foram medidos. Para além disso, houve ainda um cuidado especial em registar em fotografia todos os ensaios, incluindo o padrão, abertura e evolução das fendas, no sentido de permitir uma perceção mais adequada do comportamento das vigas.

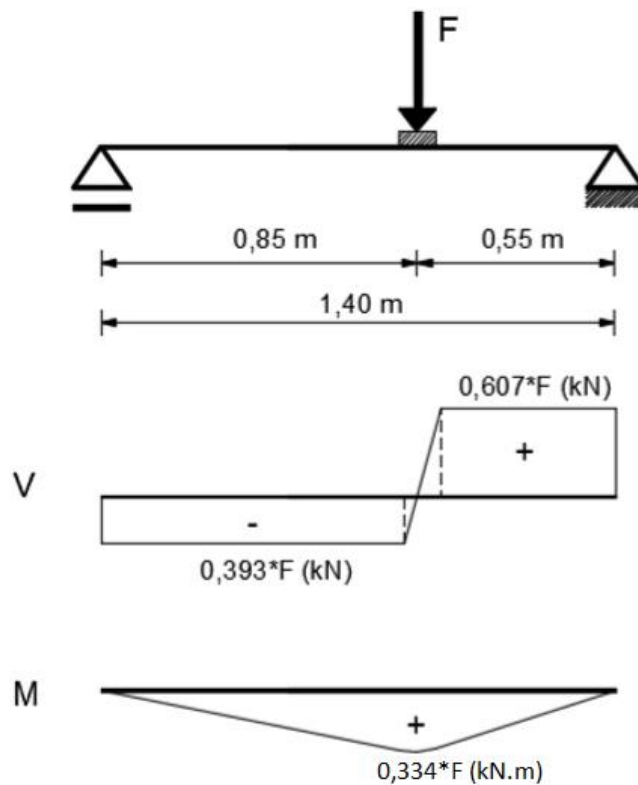


Figura 4.30 - Esquema de ensaio ao corte e respetivo diagrama de esforços ( $M, V$ )

#### 4.6.1. Descrição das Vigas

Foram produzidas oito vigas em laboratório com uma seção transversal de  $120 \times 240\text{ mm}^2$  e com um desenvolvimento de  $1500\text{ mm}$ . Uma das vigas é composta na sua totalidade por BEAL. Sendo as restantes compostas por um núcleo em BEAL com seção transversal de  $80 \times 220\text{ mm}^2$ , com o recobrimento de  $20\text{ mm}$  de UHPC na base e nas laterais da viga, formando um U (Figura 4.31). Foram testados quatro tipos de ligação entre o BEAL e o UHPC. Ficando designadas pela seguinte forma:

- V0\_T\_REF: Referencia;
- V1\_T\_L: Lisa;
- V2\_T\_C: Conectores;
- V3\_T\_R: Rugosa;
- V4\_T\_O: Indentada/Ondulada;
- V5\_T\_L\_F10: Lisa com armadura longitudinal inferior  $\varnothing 10$ ;
- V6\_T\_O\_F10: Indentada/Ondulada com armadura longitudinal inferior  $\varnothing 10$ ;
- V7\_T\_SK: *Superskin*.

As vigas para os ensaios ao corte foram denominadas da seguinte forma:

- V: viga;
- 0, 1, 2, 3, 4, 5: número da viga;
- T: Ensaio ao Esforço Transverso (Corte);
- REF / L / C / R / O: tipo de ligação;
- F10: armadura longitudinal de tração inferior com Ø10.

Importa referir que a V0\_T\_REF é a viga de referência e a V7\_T\_SK foi apenas produzida em UHPC, sendo o seu núcleo constituído por compósito de XPS.



Figura 4.31 - Viga V4\_T\_O antes do ensaio

#### 4.6.2. Armaduras das Vigas para o Ensaio ao Corte

As armaduras das vigas para os ensaios são constituídas por uma armadura longitudinal de tração composta por quatro varões Ø16 mm ( $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  e  $\rho = 3,42 \%$ ), uma armadura longitudinal da zona comprimida composta por dois varões Ø6 mm ( $A_s' = 0,57 \text{ cm}^2$  e  $\rho = 0,24 \%$ ) e por uma armadura transversal composta por estribos Ø8 mm afastados 0.05 m em toda extensão. Na zona de estudo do esforço transverso, cerca de 45% da extensão da viga, não foi considerada a colocação de armadura transversal, para induzir que a rotura nestas vigas ocorra

por corte e não por flexão. Em duas vigas, variou-se a taxa de armadura, usando assim como armadura longitudinal de tração quatro varões Ø10 mm ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$  e  $\rho = 1,30 \%$ ).

A Figura 4.32 ilustra a cofragem utilizada, com dois tipos de armadura no seu interior (armadura para flexão e armadura para corte), antecedendo a uma betonagem de BEAL.

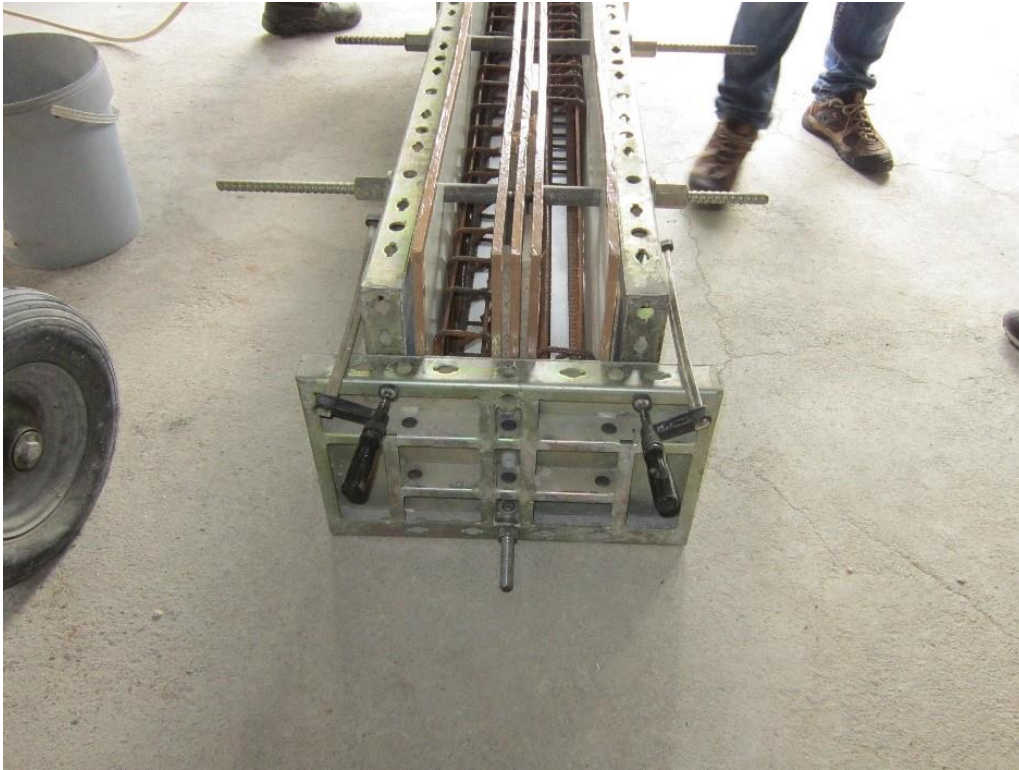


Figura 4.32 – Cofragem com armadura

A taxa de armadura é dada pela seguinte expressão:

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{(b \times d)} \quad (4.5)$$

Onde,

- $A_s$  – Área de aço utilizada;
- $b$  – Largura da viga ensaiada;
- $d$  - Altura útil da viga.

Quadro 4.9 - Áreas de Aço e Taxa de Armadura (Tipo 1)

ÁREA DE AÇO	$A_s (4\varnothing 10)$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s (2\varnothing 6)$ (cm <sup>2</sup> )
	3,14	0,57
$\rho$ (%)	1,30	0,24

Quadro 4.10 - Áreas de Aço e Taxa de Armadura (Tipo 2)

ÁREA DE AÇO	$A_s (4\varnothing 16)$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s (2\varnothing 6)$ (cm <sup>2</sup> )
	8,04	0,57
$\rho$ (%)	3,42	0,24

Na Figura 4.33 é apresentado o corte transversal e longitudinal, das armaduras de cinco das vigas ensaiadas. Nesta figura estão ainda definidas as dimensões médias e a pormenorização das armaduras.

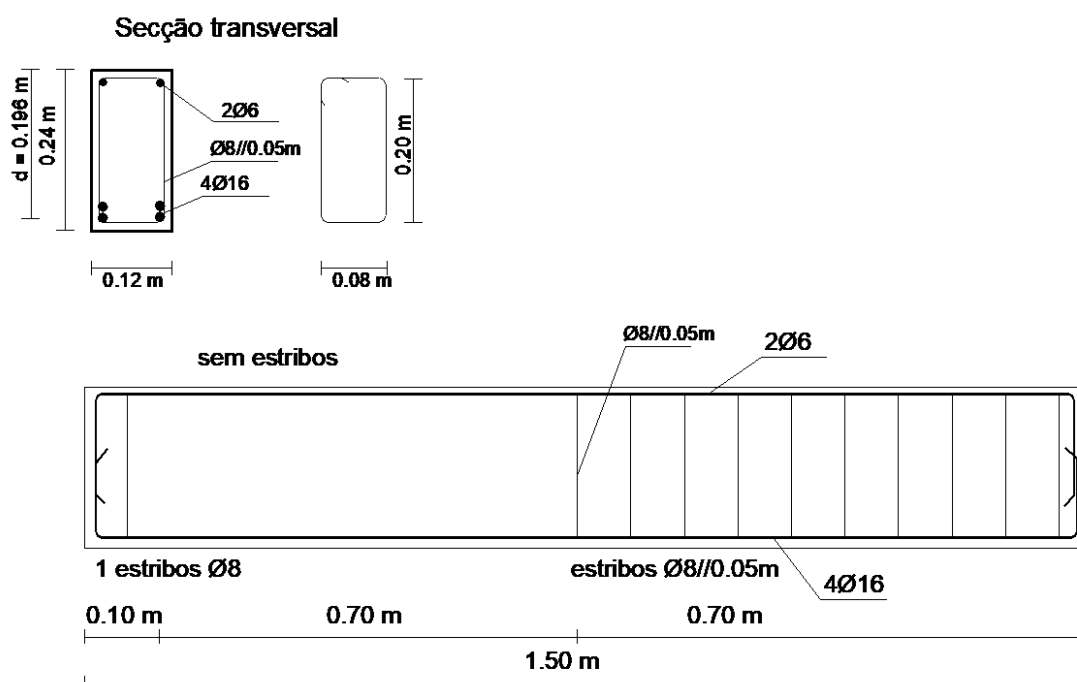


Figura 4.33 - Corte transversal e longitudinal da viga com armadura inferior Ø16 mm

#### 4.6.3. Produção de Vigas

Antes do início da betonagem foi necessário definir o sistema de cofragem a ser utilizado, tendo em conta a limitação do tempo e espaço. Sendo as vigas de dimensões iguais, foi idealizado um sistema que permitiu a betonagem de duas vigas em simultâneo. A cofragem exterior foi executada em painéis metálicos de dimensões 300 x 1500 mm<sup>2</sup> fixados através de parafusos M16, dividida em partes iguais verticalmente relativamente ao eixo, com uma placa de contraplacado marítimo com espessura de 10 mm. Esta placa foi encastrada na base da cofragem metálica por duas placas do mesmo contraplacado de forma a impedir o empenamento do separador vertical. A cofragem foi travada através do uso de espaçadores e grampos, assim como de tirantes de forma a garantir a sua perfeita execução.

Para a viga de referência, a cofragem é relativamente simples. Porém, para as restantes devido à questão das ligações betão-betão foi necessário algum estudo e planeamento. A V1\_T\_L, V5\_T\_L\_F10 e V3\_T\_R foram produzidas através da introdução de duas placas de contraplacado marítimo com espessura de 20 mm de forma a compensar a adição do UHPC. Numa viga V3\_F\_R foi aplicado retardador de presa na cofragem e, após a sua descofragem, efetuou-se a limpeza do betão da superfície. Na V2\_T\_C optou-se por utilizar placas de esferovite de forma a proceder à aplicação dos conectores metálicos no interior da viga e posterior betonagem. Na V4\_T\_O e V6\_T\_O\_F10 foi utilizado K-Line com espessura de 5 mm para criar uma seção indentada no betão, com largura de 20 mm. A V7\_T\_SK foi conseguida através da utilização de XPS no núcleo da viga, substituindo o BEAL, sendo betonada de forma invertida de forma a obter o recobrimento na base e laterais da viga, conforme as restantes. A Figura 4.34 ilustra o esquema de cofragem utilizado.

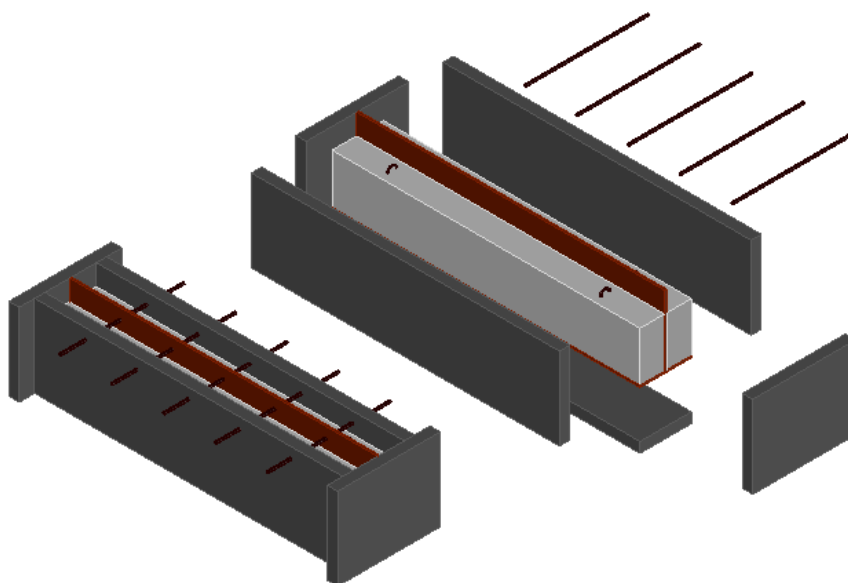


Figura 4.34 - Esquema da cofragem das vigas em CAD (Silva, 2015)



Previamente ao processo das amassaduras, são colocadas no interior das cofragens as respetivas armaduras a utilizar (Figura 4.35).



Figura 4.35 - Cofragem metálica com armaduras

De seguida foram realizadas as amassaduras do BEAL, isto numa misturadora de eixo vertical com capacidade de 90 litros, tendo, porém, de se proceder a duas amassaduras de 80 litros para atingirmos a quantidade pretendida (Figura 4.36).



Figura 4.36 - Execução de amassaduras de BEAL

Betonagem da viga de referência e do betão do núcleo das vigas com ligações, processo realizado com recurso a vibrador (Figura 4.37).



Figura 4.37 - Betonagem do BEAL

Descofragem, identificação das vigas e cura do betão superior a 28 dias, realizada em ambiente de laboratório com temperatura a rondar os 20 ° C (Figura 4.38).



Figura 4.38 - Cura das vigas de BEAL

De seguida, procedeu-se a betonagem da *superskin* nas vigas com os diversos tipos de ligações. Sendo o processo muito semelhante em todas as vigas, com a particularidade de ser colocada o núcleo em betão, o substrato, no interior da cofragem para de forma invertida se conseguir realizar a betonagem da *superskin* nas laterais e bases. As amassaduras da *superskin* foram realizadas na misturadora de eixo vertical, sendo posteriormente realizada a betonagem (Figura 4.39 e 4.40).

Importa indicar que foi necessário colocar uma camada de filme polimérico, para evitar a secagem excessiva, pois as betonagens foram realizadas na época de verão, sendo Coimbra afetada por temperaturas elevadas.



Figura 4.39 - Amassadura da *superskin* com detalhe da adição de fibras



Figura 4.40 - Betonagem do UHPC

Na Figura 4.41 observa-se a descofragem, seguida do armazenamento das vigas e respetiva cura prolongada durante um período superior a 28 dias.



Figura 4.41 – Descofragem das vigas



#### 4.6.4. Descrição dos Ensaios e Instrumentação

Na realização dos ensaios foi utilizado um pórtico de reação para os ensaios de carga, constituído por dois pilares e duas vigas, em perfis metálicos (HE-B 300), com ligações aparafusadas, formando assim um conjunto com a capacidade para ter resistência e deformações reduzidas durante a fase de aplicação da carga (Figura 4.42).



Figura 4.42 - Pórtico de ensaio com instrumentação da viga

As vigas ensaiadas foram assentes em dois apoios cilíndricos, com liberdade de rotação, afastados entre si 1,40 m, abrangendo toda a largura da viga. Por baixo destes apoios foram colocadas as células de carga, com capacidade de 200 kN. A viga metálica de apoio foi colocada sobre a laje de reação, permitindo assim a transmissão de carga para esta. Estruturalmente, a viga de ensaio funcionou como uma viga simplesmente apoiada, onde o carregamento aplicado correspondeu a uma força concentrada vertical, aplicada a 0,85 m do apoio mais afastado (Figura 4.43).

A carga principal foi transmitida pelo atuador hidráulico fixo ao pórtico de ensaio, com capacidade máxima à compressão de 300 kN. Foi colocado um elemento em aço com  $100 \times 100 \times 20 \text{ mm}^3$  e um cartão prensado com a mesma secção e espessura de 5 mm entre o atuador e a viga para este não estar em contacto direto com a mesma, de forma a garantir uma distribuição uniforme de tensões na zona de aplicação da carga. O atuador tem um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, que funciona como instrumento de medição e controlo. O acréscimo de carga foi controlado por computador, através de um *software* de controlo e aquisição de dados, podendo definir, entre outras, variáveis como tipo e velocidade da carga. Este sistema permite aplicar as ações usando controlo de força ou deslocamento, sendo que no caso em análise a ação foi aplicada por controlo de descolamento, com uma velocidade

de 0,02 mm/s. Este sistema tem duas vantagens consideradas relevantes para o estudo em questão, permite fazer paragens na aplicação da carga, sem que se tenha de parar a aquisição de dados e permite obter a resposta “pós-pico”, permitindo analisar a ductilidade das vigas.

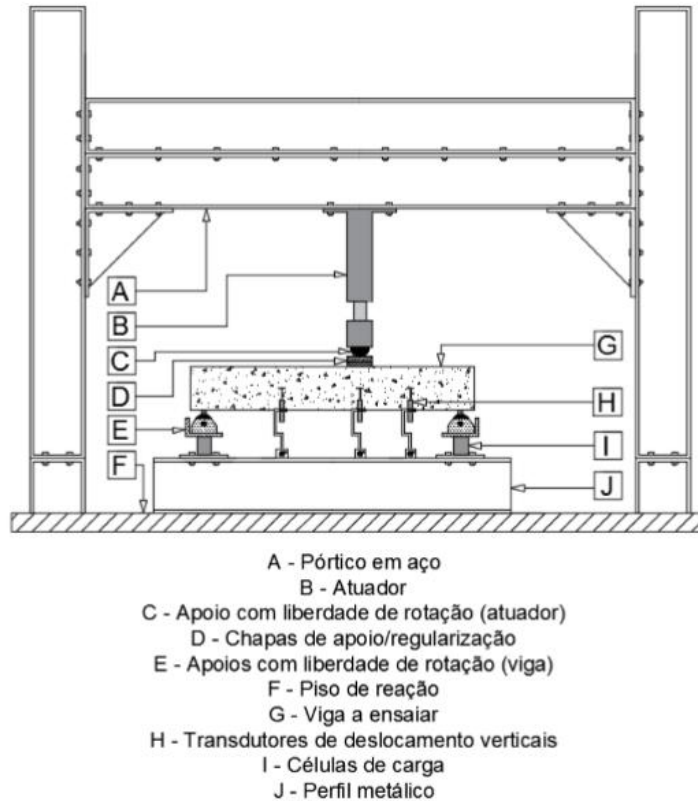


Figura 4.43 - Esquema do Ensaio (Silva, 2015)

Na instrumentação, sempre exterior, foram utilizados LVDTs verticais e horizontais e células de carga. Foram utilizados três transdutores de deslocamento com curso máximo de 50 mm e fixos com bases magnéticas ao perfil metálico do pórtico, para medir os deslocamentos verticais em relação a um referencial fixo. As medições dos deslocamentos foram feitas ao nível do eixo das vigas, com o auxílio de pequenas cantoneiras (Figura 4.44). Os pontos definidos para medir os deslocamentos verticais foram:

- a secção diretamente sob o ponto de aplicação do atuador (a 0,85 m do apoio mais afastado);
- a secção a meia distância entre o atuador e o apoio da face mais próxima (0,275 m);
- a secção a meia distância entre o atuador e o apoio da face mais afastada (0,425 m).

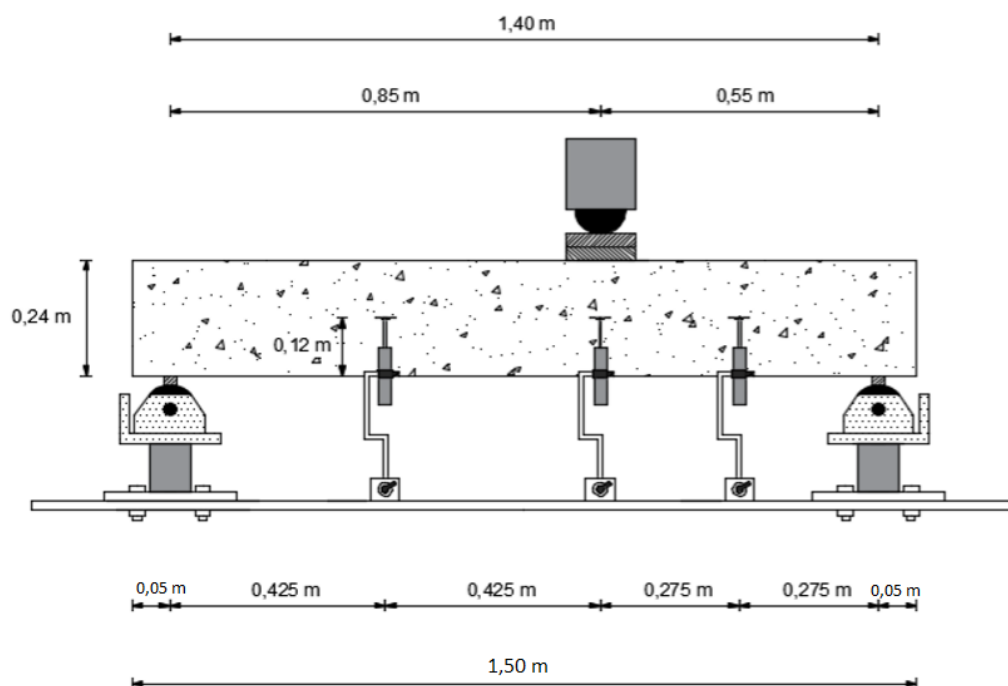


Figura 4.44- Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Silva, 2015)

As células de carga, foram colocados na base de cada apoio da viga, para assim conseguirmos monitorizar o valor das reações nos apoios (Figura 4.45 e 4.46). A aquisição de dados, foi conseguida com recurso a um *software* informático, denominado *Dynatester*, instalado num computador dedicado somente a realização de ensaios experimentais, que além de recolher a informação dos ensaios, permite também efetuar o controlo da aplicação de carga.



Figura 4.45- Viga V1\_T\_L preparada para ensaio

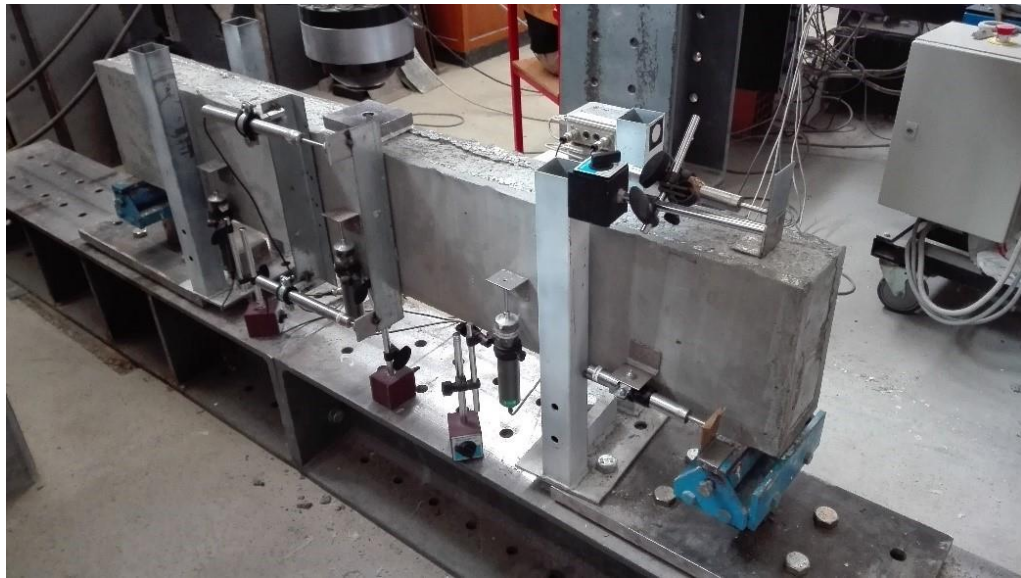


Figura 4.46 - Viga V3\_T\_R preparada para ensaio

Antes da realização dos ensaios foi feito um controlo das dimensões das vigas e do sistema de ensaio, através da medição de: largura das secções, altura média das vigas, comprimento total das vigas, distância entre apoios, distâncias dos transdutores de deslocamento horizontais relativamente às faces superior e inferior das vigas e distância da zona de medição desses transdutores. Os valores referentes às dimensões das vigas encontram-se resumidos no Anexo A.



## 5. ANÁLISE DE RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Estes dados foram devidamente analisados e processados com o intuito de facilitar a interpretação do comportamento estrutural das vigas ensaiadas. O principal objetivo é analisar a influência e benefícios dos diferentes tipos de ligação, na resistência ao corte, das vigas compostas por uma *superskin* em UHPC e um núcleo em BEAL.

### 5.1. Erro na medição da Carga Aplicada

Com o intuito de verificar o correto funcionamento dos atuadores e células de carga utilizados no ensaio, foi realizada uma análise da relação entre a força no atuador e o somatório das forças de reação, que pelos princípios da mecânica, têm de ser iguais em cada instante. Os valores são obtidos através das leituras do atuador e das células de carga colocadas nos apoios. Como exemplo apresenta-se na Figura 5.1 os resultados da viga V4\_T\_O, sendo os restantes gráficos apresentados no Anexo B.

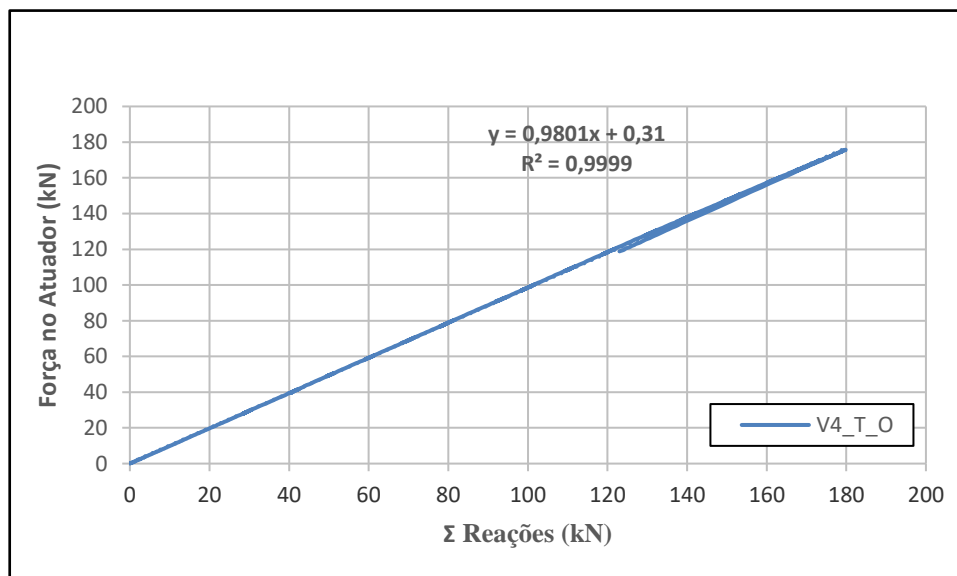


Figura 5.1 - Relação Força atuador- Σ Forças de reação (V4\_T\_O)

A percentagem de erro é dada pela seguinte expressão:

$$Erro (\%) = \frac{\sum F_{act} - \sum R_v}{\sum F_{act}} \quad (5.1)$$

O erro global, considerando todas as vigas, tem um valor reduzido de 1,32 %, calculado pela expressão 5.1, além de podermos verificar que não existe disparidade entre a bissetriz do diagrama e os valores obtidos para as vigas ensaiadas, podendo assim garantir fiabilidade nos resultados.

## 5.2. Relação Carga – Deslocamento das vigas

Neste subcapítulo são apresentados os diagramas de carga ( $F$ ) – deslocamento ( $\delta$ ) obtidos nos ensaios experimentais realizados, para cada uma das oito vigas ensaiadas ao corte.

A carga ( $F$ ) e o deslocamento ( $\delta$ ) foram obtidos diretamente dos valores medidos pela instrumentação. O valor da aplicação carga ( $F$ ) foi medido por uma célula de carga alocada no atuador, e a flecha ( $\delta$ ) a 0,85 m do apoio mais distante da viga foi medido diretamente através de um LVDT colocado na seção do atuador. De referir que os deslocamentos não foram os registados pelo atuador, pois este regista os deslocamentos contabilizados não só pela deformação da viga ensaiada, mas também a deformação do pórtico de reação e a deformação da camada de cartão prensado, utilizando assim os valores medidos recorrendo a um LVDT vertical.

Na Figura 5.2 são apresentados os valores das várias vigas com a mesma taxa de armadura, com o objetivo de facilitar a análise da forma como evoluíram as flechas em função do carregamento imposto. No anexo C apresentam-se as relações carga-deslocamento individualmente para todas as vigas ensaiadas.

É importante frisar que a rotura que ocorreu em três das oito vigas ensaiadas, nas duas vigas com menor taxa de armadura e na viga somente constituída pela *superskin*, foi uma rotura por flexão, sendo os seus valores não adaptados para utilizar no estudo ao corte, porém é demonstrada a sua relação carga – deslocamento na Figura 5.3.

A relação carga-deslocamento é uma das relações com mais relevância na análise de resultados, pois permite uma observação rápida e eficaz do comportamento dos elementos.

São apresentados, no Quadro 5.1, os valores referentes à carga máxima ( $F_{\text{máx}}$ ) e ao deslocamento máximo ( $\delta_{\text{máx}}$ ) para as oito vigas ensaiadas. Foi considerado o  $F_{\text{máx}}$  como o máximo valor de força suportado pela viga.

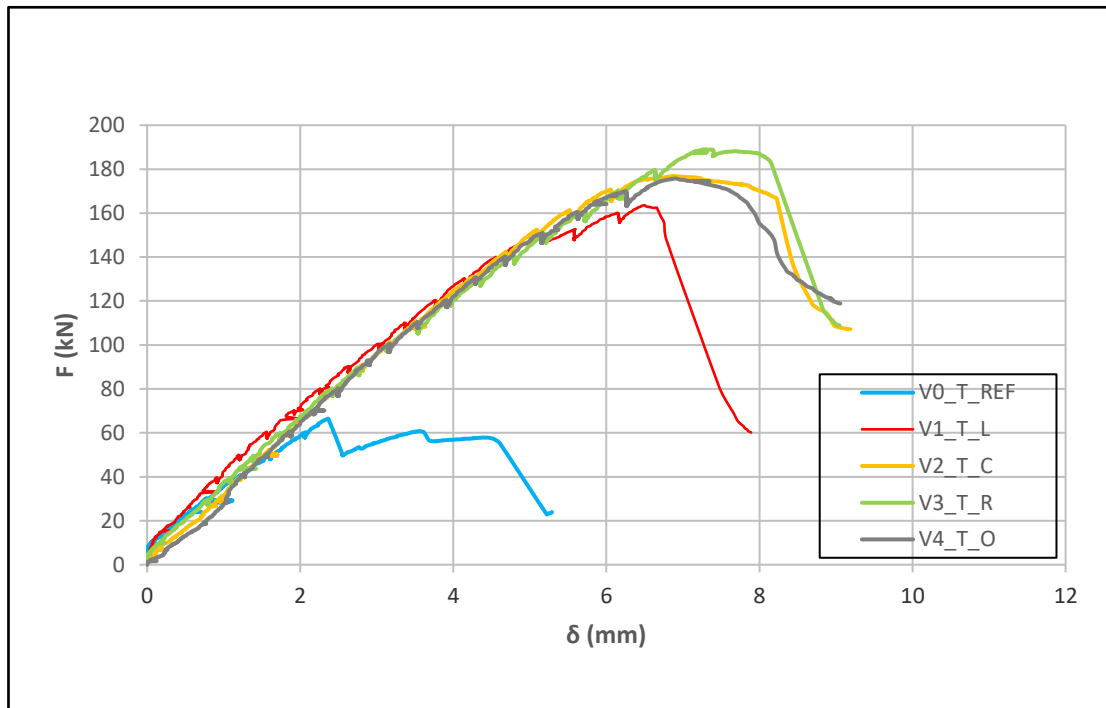


Figura 5.2 - Diagrama de Carga-Deslocamento (Vigas com a mesma taxa de armadura)

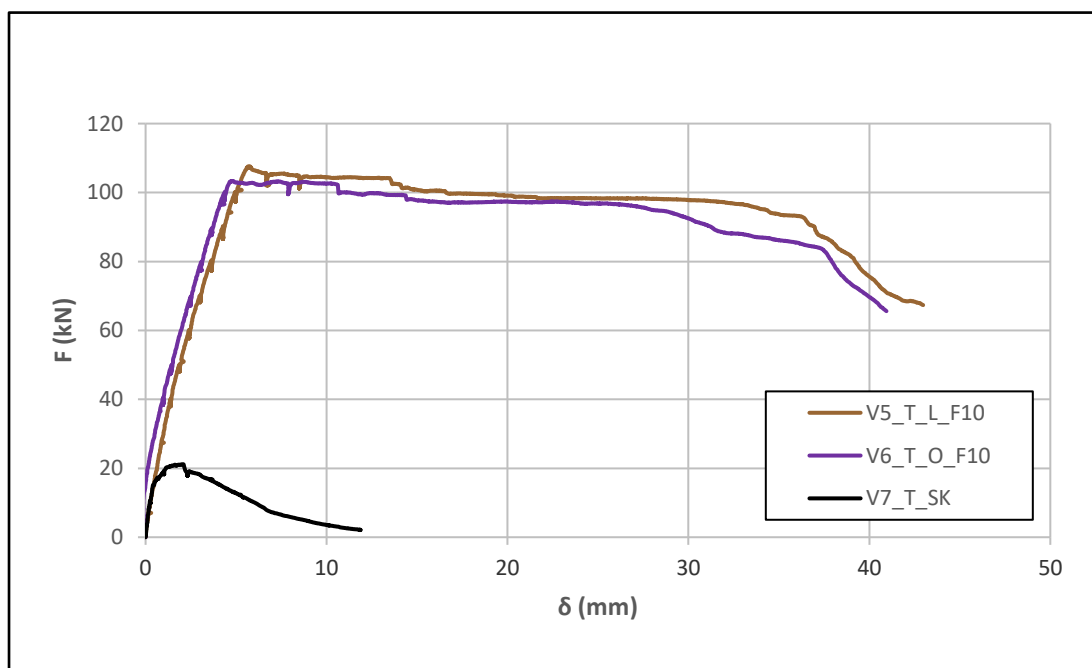


Figura 5.3 - Diagrama de Carga-Deslocamento (Vigas com rotura por flexão)

Quadro 5.1 - Valores máximos de Carga ( $F_{\text{máx}}$ ) e Deslocamento ( $\delta_{\text{máx}}$ )

VIGA	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)
V0_T_Ref	66,29	5,29
V1_T_L	163,57	7,89
V2_T_C	176,86	9,19
V3_T_R	189,02	9,05
V4_T_O	175,73	9,06
V5_T_L_F10	107,63	42,97
V6_T_O_F10	103,35	40,94
V7_T_SK	21,20	11,88

Na Figura 5.4 relaciona-se a força máxima das vigas com o tipo de solução, conjugando também com os valores das vigas de referência.

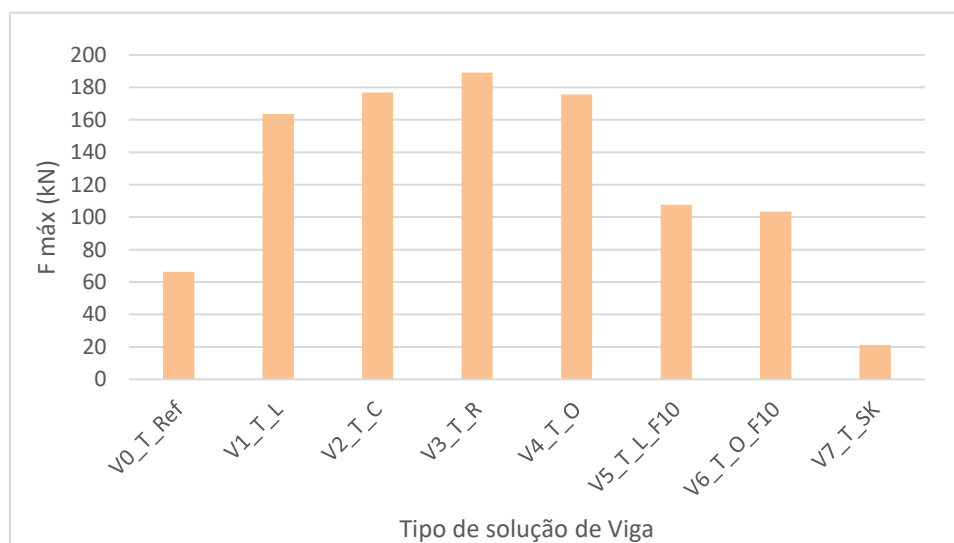


Figura 5.4 - Força Máxima obtida por tipo de viga

Tendo por base os dados apresentados anteriormente, podemos indicar que as vigas que apresentaram rotura por corte, ou seja, vigas com a mesma taxa de armadura, apresentaram uma relação quase linear entre a força e o deslocamento até à força máxima suportada. Sendo a inclinação da curva força-deslocamento semelhante em todas as vigas.

É de notar que o aparecimento das primeiras fendas de corte, torna-se bem visível através de uma quebra de força suportada. É também de notar o efeito da presença das fibras de aço quando aparecem as primeiras fendas, identificado pelas ligeiras ‘quebras’ na relação força-

deslocamento, sendo este fenómeno provocado pela capacidade de transmissão das tensões de tração das fibras impedindo uma abertura brusca das fendas.

Também visível é o facto do pico das curvas, ou seja, o ponto de força máxima, coincidir com a rotura das vigas por corte, que ocorre com o desenvolvimento das fendas até ao bordo superior, dividindo as vigas em duas.

A força máxima é superior na viga V3\_T\_R, viga em que a ligação BEAL – UHPC é feita tendo por base o uso de um retardador de presa e a viga V1\_T\_L é a que apresenta um valor menor de força máxima nas vigas com *superskin*, o que vai em encontro aos dados obtidos pelo ensaio de corte inclinado. Porém, é também demonstrado que a diferença de força máxima entre as vigas com UHPC não é muito diferente, evidenciando que o maior fator de influência na capacidade resistente das vigas é a presença da *superskin* em UHPC, uma vez que este betão mobiliza uma boa ligação ao substrato. Como o UHPC tem maior resistência isso reflete-se num aumento da resistência das vigas ao corte. Em comparação com a viga V0\_T\_REF, a viga V1\_T\_L apresenta um aumento de força máxima a rondar os 248 %. Já os tipos de ligação, a maior rugosidade da interface entre o BEAL-UHPC conduz também a um aumento da resistência ao corte, por exemplo comparando a V1\_T\_L com a V3\_T\_R, esta última tem um aumento aproximado de 14 % na força máxima suportada.

Relativamente ao deslocamento máximo, o UHPC, conduz a um aumento de cerca de 49 %, quando comparando a V0\_T\_REF com a V1\_T\_L, este aumento é provocado pelo facto de suportarem uma carga maior, apresentando uma maior ductilidade. No caso dos diferentes tipos de ligações, a diferença é inferior, rondando os 15 %, tendo como base a V1\_T\_L, sendo a viga em que a ligação foi feita com recurso a conectores metálicos a que apresentou o maior valor de deslocamento máximo. Tendo em conta que as vigas com a *superskin* suportaram maiores cargas, também se esperava que os deslocamentos fossem superiores, pois o comportamento carga - deslocamento é praticamente linear. Conforme já indicado, nos diagramas carga - deslocamento a inclinação do troço ascendente é semelhante em todas as vigas com *superskin*, o que implica uma rigidez a flexão também muito semelhante.

Conforme já indicado, nas vigas com menor taxa de armadura, V5\_T\_L\_F10 e V\_6\_T\_O\_F10, observou-se uma rotura diferente do pretendido, as vigas atingiram uma rotura por flexão. Os diagramas destes dois ensaios caracterizam-se por apresentarem um valor de força máxima inferior às vigas com maior taxa de armadura, porém apresentam um valor superior de deslocamento máximo, sendo que a variação de carga após atingirem a força máxima é praticamente constante até à rotura. A diferença da taxa de armadura conduziu a que o modo de rotura das vigas mudasse de rotura ao corte para a rotura à flexão, não conseguindo assim analisar o seu comportamento ao esforço transversal.

Também na viga V7\_T\_SK ocorreu uma rotura por flexão, logo não foi possível quantificar diretamente o efeito que a *superskin* tem isoladamente na resistência ao corte. O pretendido era conseguir avaliar a resistência da *superskin* e, com alguns ajustes, adicionar à resistência da viga de referência, podendo comparar-se posteriormente o valor da soma de núcleo e *superskin* com os restantes valores das vigas.

### 5.3. Análise dos Valores de Esforço Transverso

#### 5.3.1. Esforço Transverso Teórico

O cálculo do valor teórico da resistência ao esforço transverso ( $V_{teo}$ ), nas vigas, permite fazer uma previsão dos valores experimentais e uma posterior comparação com estes. Importa referir que os valores característicos (e.g.  $f_{ck}$ ), usualmente propostos pelos regulamentos, foram sempre substituídos pelos valores médios (e.g.  $f_{cm,cil}$ ), uma vez que tal se adequa melhor a uma comparação com a análise experimental.

No cálculo do esforço transverso teórico foram utilizadas as expressões preconizadas pelo *Model Code 2010*, uma vez que este considera uma componente para betões com fibras.

##### $V_{teo}$ – Viga de Referência ( $V0\_T\_REF$ )

O valor de cálculo do esforço transverso resistente da viga de referência, foi determinado utilizando a expressão do *Model Code 2010*.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (5.2)$$

Com as seguintes componentes:

- Contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (5.3)$$

$V_{Rd,s} = 0$ , pois não se consideram estribos na zona de rotura.

- Contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (5.4)$$

##### $V_{teo}$ – Vigas com *superskin* reforçada com fibras

O cálculo do  $V_{teo}$  nas restantes vigas foi realizado tendo em conta as recomendações do *Model Code 2010*, tal como na viga de referência. Assim a resistência ao esforço transverso teórico é determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,F} \quad (5.5)$$

Com as seguintes componentes:

- Contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (5.6)$$

$V_{Rd,s} = 0$ , pois não se consideram estribos na zona de rotura.

- Contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (5.7)$$

- Contributo da *superskin*, para betão com fibras

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \left[ 100 \times \rho_1 \left( 1 + 7,5 \times \frac{f_{Ftuk}}{f_{cm,cil}} \right) \times f_{cm,cil} \right]^{\frac{1}{3}} \times 0,15 \sigma_{cp} \right\} \times b_w \times d \quad (5.8)$$

Todos os procedimentos e expressões de cálculo utilizadas para determinar o  $V_{teo}$  das vigas encontram-se em pormenor no anexo D.

Os valores do esforço transversal teórico encontram-se indicados no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Valores de  $V_{teo}$

VIGA	$V_{teo}$ (kN)
V0_T_Ref	19,08
V1_T_L	122,97
V2_T_C	122,97
V3_T_R	122,97
V4_T_O	122,97
V5_T_L_F10	95,77
V6_T_O_F10	95,77
V7_T_SK	---

### 5.3.2. Esforço Transverso Máximo Experimental

O esforço transverso máximo experimental ( $V_{m\acute{a}x}$ ) é determinado a partir do diagrama de esforços, na situação de carga máxima, e através a seguinte expressão:

$$V_{m\acute{a}x} = 0,607 \times F_{m\acute{a}x} \quad (5.9)$$

No Quadro 5.3 são apresentados os valores máximos experimentais de esforço transverso e a relação entre o esforço transverso máximo de cada viga e o esforço transverso máximo da viga de referência. É apresentada uma relação  $V_{m\acute{a}x}/V_{m\acute{a}x,ref}$  em função do tipo de viga utilizado na realização dos ensaios para uma mais fácil compreensão e visualização simples dos valores obtidos.

Quadro 5.3 - Valores experimentais do esforço transverso

VIGA	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x}/V_{m\acute{a}x,ref}$
V0_T_Ref	40,24	1,00
V1_T_L	99,29	2,47
V2_T_C	107,35	2,67
V3_T_R	114,74	2,85
V4_T_O	106,67	2,65
V5_T_L_F10	65,33	1,62
V6_T_O_F10	62,73	1,56
V7_T_SK	12,87	0,32

Na Figura 5.5 relaciona-se o esforço transverso máximo das vigas com o tipo de solução, conjugando também com os valores das vigas de referência.



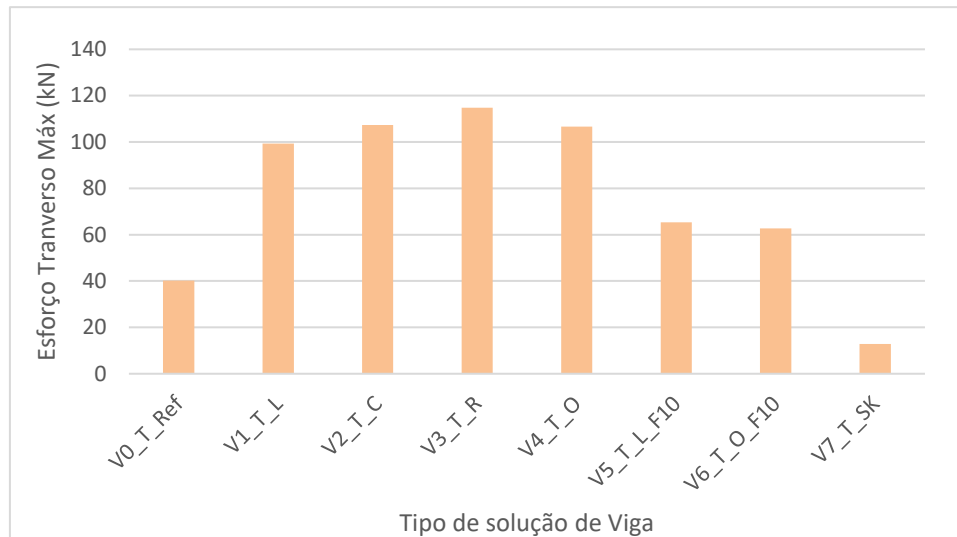
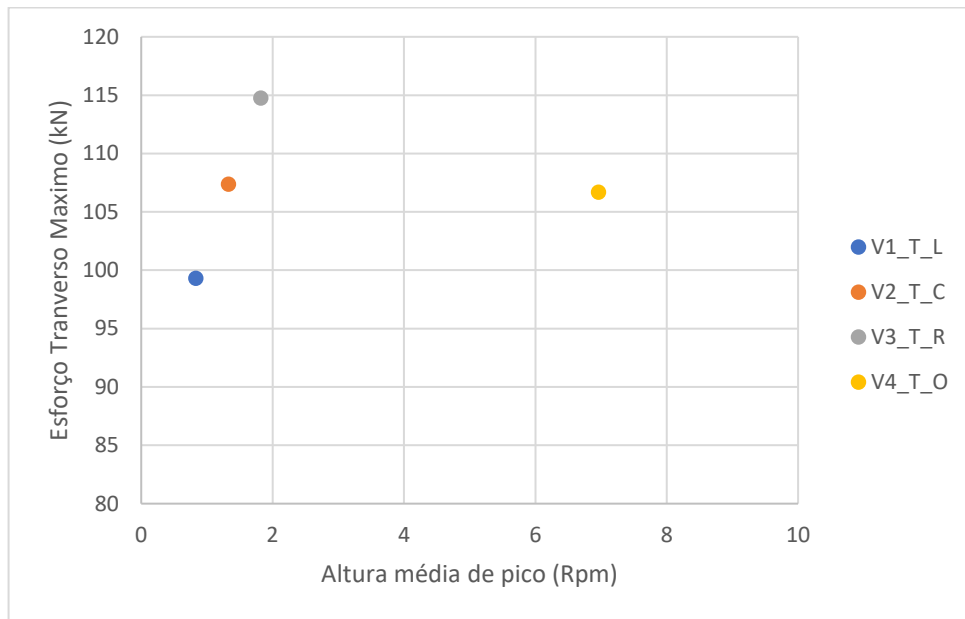
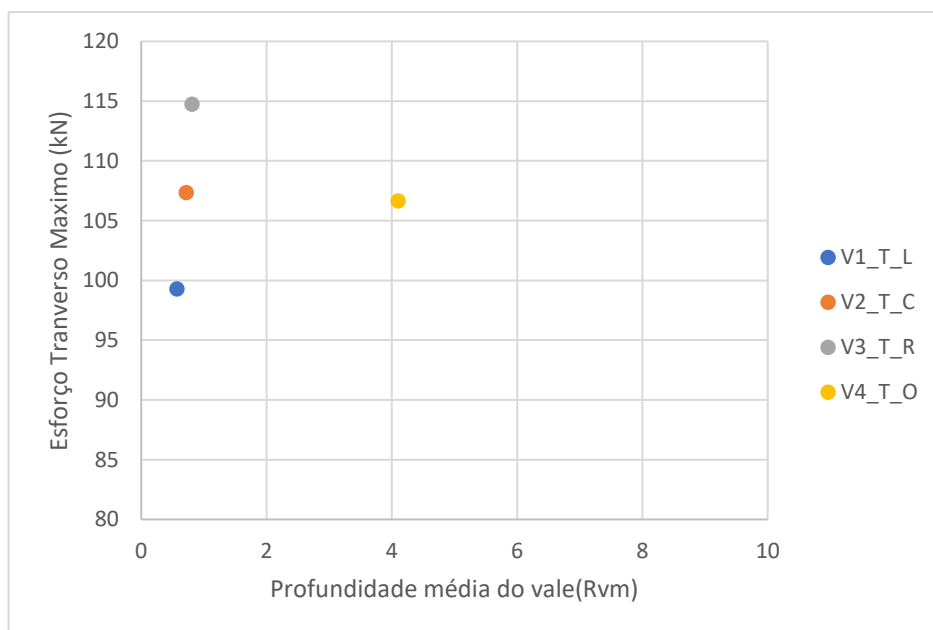


Figura 5.5 - Esforço Transverso Máximo obtido por tipo de viga

Os dados apresentados permitem chegar às mesmas conclusões obtidas da análise dos gráficos carga – deslocamento.

Conforme já referido anteriormente, através da relação  $V_{\text{máx}}/V_{\text{máx,ref}}$ , podemos referir que o uso da *superskin* conduz a um aumento da resistência em cerca de 248 %. Já o acréscimo de resistência obtido pela variação do tipo de ligação entre o BEAL-UHPC não é muito relevante, conduzindo a uma diferença, no melhor cenário, de cerca de 14 %, diferença esta obtida através da comparação de  $V_{\text{máx}}$  das vigas V1\_T\_L e V3\_T\_R. Importa também referir que o tipo de ligação para o qual é obtida a maior resistência ao corte é a viga que apresenta a ligação BEAL – UHPC feita com retardador de presa, indo de encontro aos dados obtidos pelo ensaio de corte inclinado.

Através do gráfico de dispersão apresentado na Figura 5.6, que relaciona o  $V_{\text{máx}}$  com o  $R_{\text{pm}}$ , e do gráfico da Figura 5.7, que relaciona o  $V_{\text{máx}}$  com o  $R_{\text{vm}}$ , podemos verificar que o tipo de rugosidade pouco afeta na variação do esforço transverso máximo obtido.

Figura 5.6 – Relação  $V_{\max}$  -  $R_{pm}$ Figura 5.7 – Relação  $V_{\max}$  -  $R_{vm}$ 

Como a viga V\_7\_T\_SK teve uma rotura por flexão, não é possível determinar a resistência máxima por esforço transverso da mesma. Não foi possível analisar se, no caso experimental em análise, existe um fenómeno de sobreposição de efeitos, isto é, se o valor da resistência da viga constituída somente pela *superskin* somado à resistência da viga de referência, núcleo mais *superskin*, se iria aproximar dos valores das resistências das vigas com *superskin* em UHPC e núcleo em BEAL. Contudo, presume-se que poderá haver um efeito sinérgico da combinação.

### 5.3.3. Relação $V_{teo}/V_{máx}$

As diferenças entre os valores teóricos e experimentais estão apresentadas no Quadro 5.4.

Os valores teóricos devem ser sempre iguais ou inferiores aos valores experimentais, uma vez, que estão relacionados com a resistência. Quando mais baixa for a relação entre os valores teóricos e os valores experimentais, mais conservativo será o modelo de cálculo utilizado.

Nas vigas com *superskin* em UHPC, verifica-se que os valores teóricos são superiores aos valores registados experimentalmente, significando que o modelo teórico de previsão da resistência ao esforço transversal usado, para vigas com *superskin* UHPC e núcleo em BEAL, está a sobrestimar os valores máximos da resistência ao corte obtidos nos ensaios experimentais. Para este tipo de solução de vigas será necessário fazer um ajuste no modelo de previsão, sendo que o ideal era que o valor da relação  $V_{teo}/V_{máx}$  fosse o mais próximo de 1.

Quadro 5.4 - Relação entre valores teóricos e experimentais de esforço transversal

VIGA	$V_{teo}/V_{máx}$
V0_T_Ref	0,47
V1_T_L	1,24
V2_T_C	1,15
V3_T_R	1,07
V4_T_O	1,15
V5_T_L_F10	---
V6_T_O_F10	---
V7_T_SK	---

Optou-se por não analisar a relação  $V_{teo}/V_{máx}$  das vigas V5\_T\_L\_F10, V6\_T\_F10 e V7\_T\_SK pois estas tiveram uma rotura por flexão, conforme já indicado.

## 5.4. Fendilhação

Neste subcapítulo é efetuada uma descrição da fendilhação e do tipo de rotura que ocorreu nas vigas ensaiadas. Apesar de parecer uma análise pouco significativa, a observação do padrão de fendilhação pode indicar alguns aspetos importantes sobre o comportamento das vigas.

Apresentam-se, de seguida, os padrões de fendilhação das vigas ensaiadas. Para se perceber a evolução da fendilhação são apresentadas três fotografias para cada viga, para níveis diferentes de carga: i) carga entre 50% a 75 % da carga máxima; ii) carga máxima; iii) após ter sido atingida a rotura da viga. Nas vigas V5\_T\_L\_F10, V6\_T\_O\_F10 e V7\_T\_SK somente são apresentadas fotografias no ponto de rotura das vigas.

- Evolução da fendilhação na V0\_T\_REF (Figuras 5.8, 5.9 e 5.10):



Figura 5.8 - 50% a 75% da  $F_{máx}$  (V0\_T\_REF)

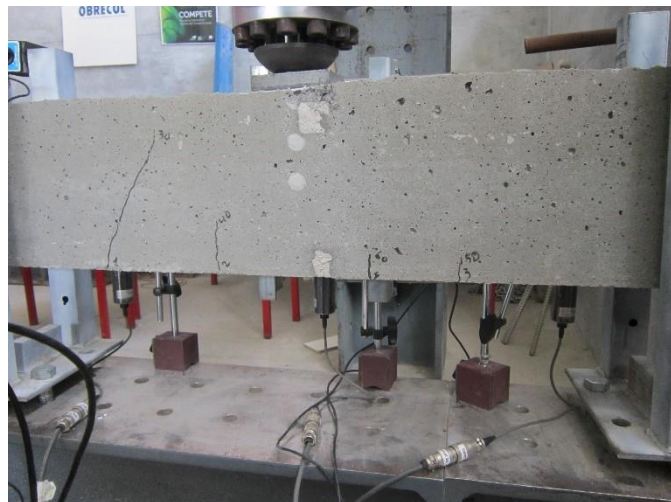


Figura 5.9 -  $F_{máx}$  (V0\_T\_REF)



Figura 5.10 - Rotura (V0\_T\_REF)

- Evolução da fendilhação na V1\_T\_L (Figuras 5.11, 5.12 e 5.13):

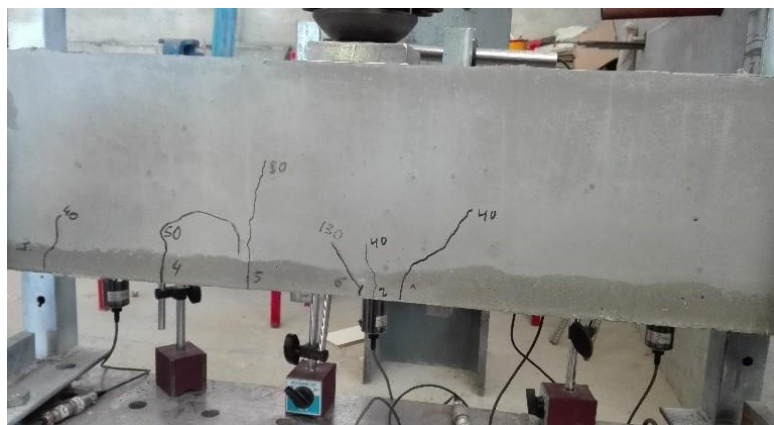


Figura 5.11 - 50% a 75% da  $F_{\text{máx}}$  (V1\_T\_L)

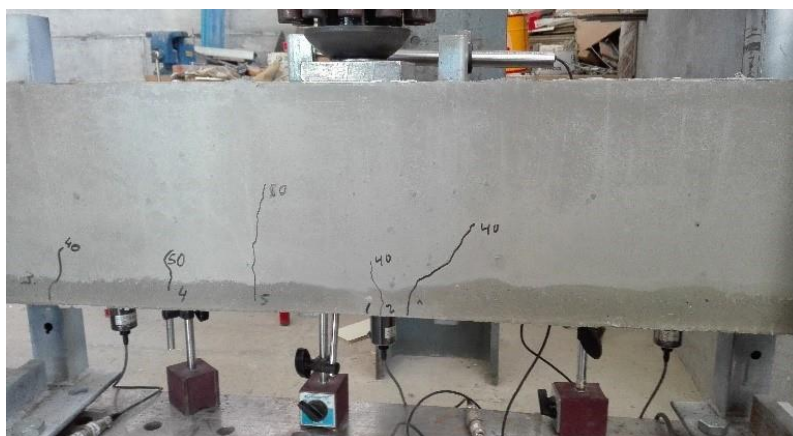


Figura 5.12 -  $F_{\text{máx}}$  (V1\_T\_L)



Figura 5.13 - Rotura (V1\_T\_L)



- Evolução da fendilhação na V2\_T\_C (Figuras 5.14, 5.15 e 5.16):

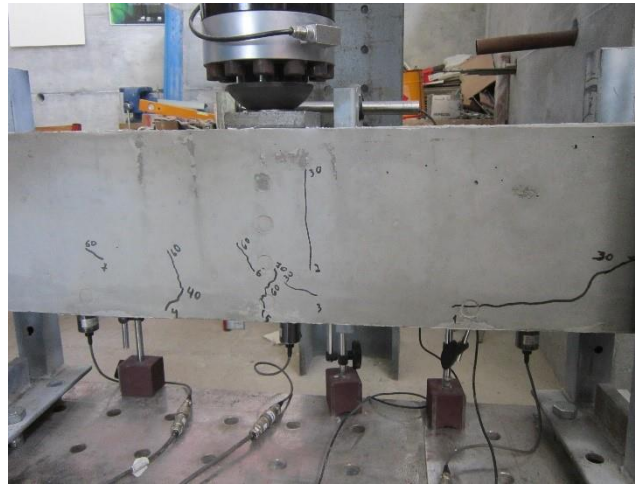


Figura 5.14 - 50% a 75% da  $F_{máx}$  (V2\_T\_C)



Figura 5.15 -  $F_{máx}$  (V2\_T\_C)



Figura 5.16 - Rotura (V2\_T\_C)

- Evolução da fendilhação na V3\_T\_R (Figuras 5.17, 5.18 e 5.19):

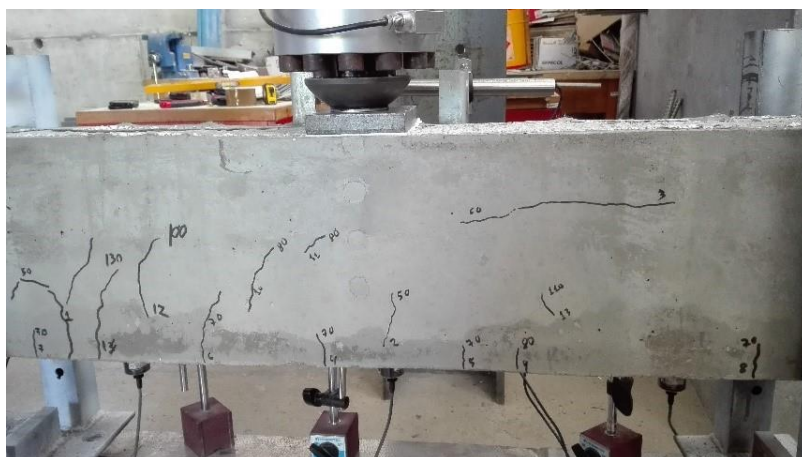


Figura 5.17 - 50% a 75% da  $F_{máx}$  (V3\_T\_R)

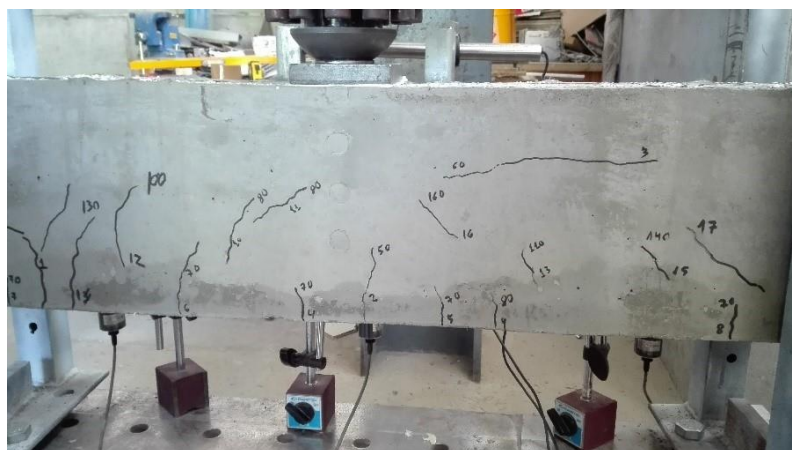


Figura 5.18 -  $F_{máx}$  (V3\_T\_R)



Figura 5.19 - Rotura (V3\_T\_R)

- Evolução da fendilhação na V4\_T\_O (Figuras 5.20, 5.21 e 5.22):

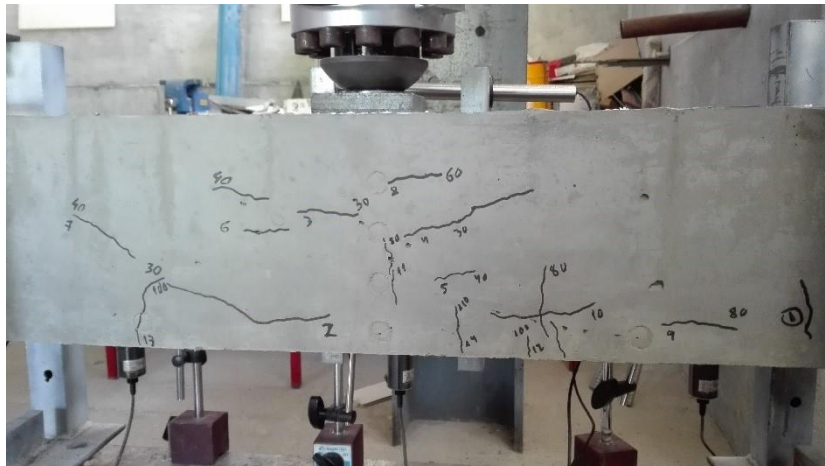


Figura 5.20 - 50% a 75% da  $F_{máx}$  (V4\_T\_O)

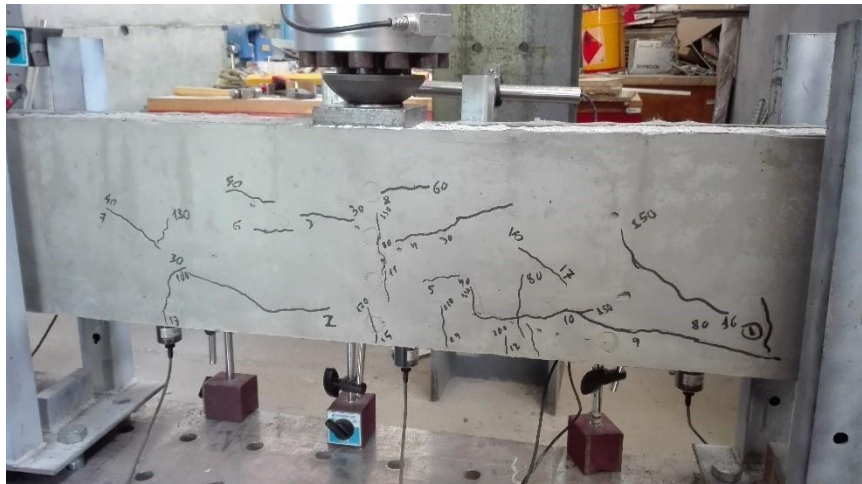


Figura 5.21 -  $F_{máx}$  (V4\_T\_O)



Figura 5.22 - Rotura (V4\_T\_O)



- Vigas em que a rotura ocorreu por flexão (Figuras 5.23, 5.24 e 5.25):



Figura 5.23 - Rotura (V5\_T\_L\_F10)



Figura 5.24 - Rotura (V6\_T\_O\_F10)



Figura 5.25 - Rotura (V7\_T\_SK)

Recorda-se que o objetivo destes ensaios era que a rotura ocorresse por esforço transversal, para isso foram removidos os estribos numa parte das vigas, em todas as situações analisadas, exceto no caso da viga constituída somente em UHPC, pois esta não tinha qualquer armadura. Nas vigas com uma armadura longitudinal de tração igual a  $4\phi 16$ , a rotura ocorreu por esforço transversal, por falta da armadura transversal. Nas vigas em que a taxa de armadura foi reduzida para  $4\phi 10$  ocorreu uma rotura por flexão e não por esforço transversal.

A evolução da fendilhação na viga de referência pode-se resumir, essencialmente, em duas fases, na primeira ocorre o aparecimento da primeira fenda de corte sem grande abertura, atravessando diagonalmente a viga na zona sem estribos. Já numa segunda fase, a fenda principal, a primeira, aumenta significativamente de comprimento e de largura, e ocorre o aparecimento de pequenas fendas. Este padrão de fendilhação regista-se junto do apoio onde a viga não possui estribos. As vigas com UHPC na camada de recobrimento apresentaram um padrão de fendilhação diferente, pois as fibras aumentam a resistência do betão à tração e diminuem a progressão das fendas. As fibras ao atravessarem as fendas contribuem para manter a proximidade das suas faces, limitando o aumento da largura e comprimento.

De salientar que na viga com interface lisa entre o BEAL-UHPC registou-se o destacamento da camada de recobrimento – *superskin*, em relação ao betão do núcleo, demonstrado assim que este tipo de interface não é o mais adequado para a ligação entre os dois betões (Figura 5.26). Nas vigas com os outros tipos de ligação entre o BEAL-UHPC já não se observou este destacamento, provando serem adequadas para este tipo de solução estrutural.



Figura 5.26 – Destacamento da superfície viga V1\_T\_L

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo, apresentam-se as conclusões mais importantes. Além disso, são indicadas algumas considerações para estudos futuros, que permitam dar continuidade a análise efetuada no presente estudo.

É importante referir que as conclusões apresentadas são válidas para as situações de ensaio analisadas, ou para situações com parâmetros semelhantes. Posto isto, os resultados obtidos e as conclusões apresentadas não deverão ser extrapolados para todos os casos de vigas constituídas por BEAL e UHPC.

A formulação das conclusões resultantes de um trabalho experimental é um dos pontos mais fulcrais de um estudo de investigação, pois é apresentada uma síntese do trabalho efetuado e uma crítica dos resultados obtidos. Nas conclusões deve ainda ser analisado se os objetivos propostos foram, ou não, atingidos.

Neste trabalho analisou-se o comportamento estrutural de vigas com *superskin* cuja utilização visa melhorar a durabilidade e o desempenho mecânico, e simultaneamente diminuir o seu impacto ambiental. Neste estudo estudou-se em particular vigas constituídas por UHPC na camada de recobrimento e o núcleo constituído por BEAL. O principal objetivo da presente dissertação foi estudar como a resistência de vigas ao esforço transversal era influenciada pelo tipo de ligação entre o UHPC e o BEAL.

### 6.1. Conclusões Principais

Com base nos ensaios experimentais e na análise dos resultados obtidos foi possível obter as seguintes conclusões:

- Analisando a relação  $F - \delta$  conclui-se que a capacidade das vigas é diferente, a qual aumenta com o uso de UHPC e mostra também variação com o tipo de ligação entre o BEAL-UHPC. A *superskin* em UHPC confere às vigas uma maior capacidade de resistência, conseguindo assim atingir valores mais elevados de  $F_{\max}$  em comparação com a viga de referência. A viga em que a ligação entre o BEAL-UHPC é realizada com o recurso ao retardador de presa é a que tem maior capacidade resistente.
- Através da relação  $F - \delta$ , conclui-se que a deformação máxima até à rotura das vigas aumenta quando são constituídas com UHPC, existindo ainda variação consoante o tipo de ligação na interface dos betões. Salienta-se que a viga com conectores metálicos na interface é a que desenvolveu maior deslocamento. As vigas com a *superskin* têm maior capacidade de deformação porque a sua capacidade resistente também aumentou, implicando assim um aumento de ductilidade, embora a rigidez das vigas seja semelhante.
- No caso das vigas realizadas com menor valor da taxa de armadura longitudinal de tração, a  $F_{\max}$  tem um decréscimo e a rotura desenvolveu-se por flexão. Nestas vigas regista-se um aumento considerável no valor de deslocamento vertical até a rotura.

- Como os valores de  $V_{m\acute{a}x}$  estão diretamente relacionados com os valores de  $F_{m\acute{a}x}$ , a tendência é a mesma, ou seja, a *superskin* confere às vigas uma maior resistência ao esforço de corte. O tipo de ligação entre a camada de recobrimento e o núcleo também influencia o valor máximo de esforço transverso. A ligação realizada com recurso a retardador de presa é a que permite maior capacidade resistente ao esforço transverso.
- Na análise da relação entre a previsão do valor de esforço transverso resistente ( $V_{teo}$ ) e o valor obtido experimentalmente ( $V_{m\acute{a}x}$ ), conclui-se, no caso de análise das vigas com *superskin*, que o modelo utilizado sobrestima os valores máximos de resistência ao corte.
- A presença de fibras de aço, no UHPC, conduz a que o padrão de fendilhação seja completamente diferente do da viga de referência sem *superskin*.
- A rotura foi frágil em todas as vigas com rotura por corte, apresentando um decréscimo significativo da carga após atingir a  $F_{m\acute{a}x}$ .
- O tipo de ligação mais viável a utilizar é a superfície Rugosa (com retardador superficial de presa), pois além de ter um bom resultado na resistência ao corte, é a que apresenta maior facilidade de execução.

Por fim, importa referir que o trabalho laboratorial conduziu a resultados satisfatórios, em relação ao comportamento da *superskin*, tendo as vigas com recobrimento em UHPC apresentado um aumento considerável de resistência, relativamente à viga de referência.

Os diferentes tipos de ligação entre o betão do núcleo e a camada de recobrimento não têm uma influência muito significativa no comportamento das vigas ao corte. Contudo, a viga com a interface lisa entre os dois betões tem um comportamento semelhante às restantes, ao nível de resistência. Todavia salienta-se que existe um forte risco de separação da camada de recobrimento em relação ao núcleo. Nas restantes vigas, não se verifica este fenómeno, provando que os outros tipos de interface são mais adequados para a ligação entre o UHPC e o BEAL.

Importa recordar que a aplicação de *superskin*, além de permitir vantagens relativamente ao comportamento ao corte das vigas, permite aumentar significativamente a durabilidade das vigas, devido à sua matriz ultradensa na camada de recobrimento. A implementação deste sistema na construção poderá ser usada não só na pré-fabricação de elementos estruturais, como também na reabilitação de elementos estruturais já existentes.

## 6.2. Desenvolvimentos Futuros

De seguida são apresentadas algumas recomendações para possíveis desenvolvimentos futuros, associados ao conceito de *superskin*:

- Realização de estudos com outro tipo de betão na camada de recobrimento e no núcleo, mantendo o objetivo de aumentar a durabilidade e resistência;
- Utilização de outro tipo de fibras na produção da *superskin* em UHPC;

- 
- Realização de um estudo com maior número de vigas para cada tipo de ligação;
  - Estudo do conceito de *superskin* em elementos diferentes dos analisados, pilares, vigas em T, entre outros;
  - Estudo dos custos associados à utilização de betões leves ou de densidade normal e recobrimento em UHPC.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Almeida A. (2015). Formulação e Análise De Desempenho Do UHPC Reforçado Com Fibras Não Metálicas. Dissertação de Mestrado, ISEC, Coimbra.
2. Abdelrazing, B., 2008: “Properties & Applicatinos of CeraCem Ultra High Performance Self Compacting Concrete”, International Conference on Construction and Building Technology, 2008 (ICCBT,2008), Malaysia.
3. Acker, P. (2004). Why does Ultrahigh-Performance Concrete (UHPC) Exhibit Such a Low Strinkage na Such a Low Creep?. Autogenous Deformation of Concrete, ACI SP 220-10. Pp. 141-154, American Concrete Institute, Farmington, MI.
4. Aïtcin, P. C., (1998). High Performance Concrete. E & FN SPON. Londres e Nova Iorque.
5. Ahlborn, T., Peuse, E., Misson, D., Gilbertson, C. (2008). Durability and strenght caracteization of ultra-high performance concrete under variable curing regimes. In Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Kassel, Germany (pp. 197-204).
6. Arlita (2001). Dossier técnico: *Hormigón ligero estructural*. ARLITA.
7. Austin, S., Robins, P., Pan, Y. (1999). Shear bond testing of concrete repairs. Cement and Concrete Research. Vol 29, nº7, pp. 1067-1076.
8. Barros, A. (2009). Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço. Dissertação de Mestrado, Centro Tecnológico da Universidade Federal de Alagoas, Maceió.
9. Bonneau, O., Lachemi, M., Dallaire, E., Dugat, J., Aitcin, P. (1997). Mechanical properties and durability of two industrial reactive poder conncretes. ACI Materials Journal, 94(4), 286-290.
10. Bruheiler, E., Denarié, E., (2008). Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. Proceedings of thr Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. University of Kassel, nº10, Kassel, Germany.
11. Burkart I. Müller HS. “Creep and Shrinkage Characteristics of Ultra High Strength Concrete (UHPC).” Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures. ED. Tada-aki Tanabe. London, pp. 689-694, 2009.
12. Caldarone, M., A. (2009). High-Strenght Concrete – a pratical guide. Taylor & Francis, Nova Iorque (Referido por Fernandes, 2011).
13. Câmara, J. (2014). Estruturas de Betão I – Folhas de apoio às aulas. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
14. Chandra, S., Berntsson, L. (2002). Lightweight Aggregate Concrete – Science Technology, and Applications; Noyes Publications, New York.
15. Clímaco, J., Regan, P., (2001). Evaluation of the bond strenght between old and new concrete in structural repairs. Magazine of Concrete Research. Vol. 25, nº6. Pp. 377-390.
16. Costa, H. (2012). Betões estruturais de agregados leves. Aplicações em pré-fabricação e reforços leves. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.

17. Costa, H., Lourenço, J. (2009). Betões de Agregados Leves de Argila Expandida *Leca®*. Manual de Composição e Produção. *Saint-Gobain Weber*.
18. Coutinho J. S., (1998). Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. Dissertação de Doutoramento, FEUC, Porto.
19. Cordeiro, T. (2018). Estudo à Flexão de Vigas em BEAL Reforçadas com UHPC. Dissertação de Mestrado, ISEC, Coimbra.
20. Cruz, P. (2000). Betões leves de elevado desempenho: Propriedades e aplicações estruturais. 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão, Porto.
21. Costa, H. (2008). Composição e caracterização mecânica de betões estruturais de agregados leves. Dissertação de Mestrado, FCTUC, Coimbra.
22. Costa, A., Appleton, J. (2002). Estruturas de Betão I – Parte II – Materiais. Departamento de Engenharia Civil – Instituto Superior Técnico, Lisboa.
23. Cruz, P., Jalali, S., Magalhães, A. (2000). Betões Leves – Estado do Conhecimento e aplicações estruturais. Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
24. Devin K., Harris D., (2010). Application of Ultra – High Performance Concrete for sustainable building elements. US – Israel Workshop on Sustainable Buildings – Material and Energy, Israel.
25. Fernandes, D. (2011). A Aplicação estrutural de betões de elevado desempenho (HPC e UHPC). Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
26. FIB (2010). Model Code 2010 – First complete draft – Volume 1. FIB, Suíça.
27. Flietstra JC. “Creep and shrinkage behaviour of ultra-high-performance concrete under compressive loading with varying curing regimes”, Master's Thesis, Michigan Technological University, 2011.
28. Fehling, E., Schmidt, M., & Stuerwald, S. (Eds.) (2008). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany (p. 98).
29. Ghafari, E (2015). Design of Eco-Efficient Ultra High Durability Concrete. Dissertação de Doutoramento, IST, Lisboa, Junho de 2015.
30. Ghafari, E., Costa, H., Júlio, E., Portugal, A., Durães, L. (2012). Enhanced durability of Ultra High Performance Concrete by incorporating supplementary cementitious materials, Second International Conference on Microstructural-related Durability of Cementitious Composites, 11-13 April 2012, Amsterdam, The Netherlands.
31. Gomes, J. (2013). Influência das Fibras Metálicas no Comportamento ao Esforço Transverso de Vigas SFRC. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
32. Graybeal, B., A., Hartman, J., L. (2003). Ultra High-Performance Concrete – Material Properties. TRB Annual Meeting, Washington, U.S.A..
33. Graybeal, B. (2006). Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete. FHWA, U. S. Department of Transportation, Report No. FHWA-HRT-06-103, McLean, VA.
34. Graybeal, B., Baby, F. (2013). Development of a Direct Tension Test Method for UHPFRC. ACI Materials Journal, Vol 110, nº2, March-April.
35. Graybeal e Davis (2008). Cylinder ou cube: strength testing of 80-200 MPa (11.6-29 ksi) ultra-high performance fibre-reinforced concrete. ACI Materials Journal, 105(6), 603-609.



36. Heinz, D., Ludwig, H., (2004). Heat treatment and the risk of DEF delayed ettringite formation in UHPC. In Proceedings of the International Symposium on UHPC, Kassel, Germany (pp 717-730).
37. Holm, T., A., Bremmer, T., W. (2000). State-of-the-Art Report on High-Strength, High-Durability Structural Low-Density Concrete for Applications in Severe Marine Environments. U. S. Army Corps of Engineers® - ERDC/SL, Washington.
38. Júlio, E., Branco, F., Silva, V., Lourenço, J. (2006). Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. *Building in the Environment*, Vol. 31, nº 12, pp. 1934-1939.
39. Júlio, E., Dias-da-Costa, D., Branco, F., Alfaiate, J. (2010). Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays. *Engineering Structures*, Elsevier, Vol 32, pp. 2387-2393.
40. Júlio, H. (2001). A influência da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamento de betão armado. Tese de Doutoramento, FCTUC, Coimbra.
41. Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P. (2004). Betões de Agregados Leves de Argila Expandida. APEB, Lisboa.
42. Larsen, I., Aasbakken, I., O'Born, R., Vertes, K., Thorstensen, R. (2017). Determining the Environmental Benefits of Ultra High Performance Concrete as a Bridge Construction Material. IPO Conf. Series: Materials Science and Engineering 245.
43. Lohaus, L., Steffen, A. (2004) Effects of polymer- and fibre modifications on the ductility, fracture properties and micro-crack development of ultrahigh performance concrete. International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Germany.
44. Maage et al., (1998). Chloride penetration into concrete with LWA. EuroLightCon, Noruega.
45. Martínez, A., L., J. (2017). Characterisation of the Tensile Behaviour of UHPFRC by means of four-point bending tests. Dissertação de Doutoramento, Universitat Politècnica de València, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, València.
46. Melo, A. (2000). Caracterização de Betões Leves Vibrocomprimidos com agregados de argila expandida. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
47. Naaman, A. (2003). Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 1, 30/Ago/2003, 241-252, Japan Concrete Institute.
48. NP ENV 206:2003 (2003). Betão – Comportamento, produção e critérios de conformidade. IPQ, Portugal
49. NP EN 12390 (2009). Ensaio de betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes. IPQ, Portugal
50. NP EN 1992-1-1 (2010) Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. IPC, Portugal.
51. NP EN 12390-6 (2011). Ensaio de betão endurecido. Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes. IPQ, Portugal
52. Orgass, Marko et al. (2004). Fibre Reinforced Ultra-High Strength Concretes. Leipzig University of Applied Sciences, Leipzig, Germany

53. Ocel, J., Graybeal, B., (2007). Fatigue Behavior of na Ultra-High Performance Concrete IGridder. Proceedings of the PCI National Bridge Conference, October 22-24, Phoenix, AZ, Compct Disc, Paper 82.
54. Pliskin, L., 1992: “High performances concretes – engineering properties and code aspects”, High Performance Concrete – From material to structure, E & FN Spon, Londres, 1992.
55. Prabhat Ranjan Prem; B.H.Bharatkumar; Nagesh R Iyer (2012). Mechanical Properties of Ultra High Performance Concrete. Vol:6, No:8.
56. Ribeiro, F., Nunes, S. (2012). Betões de Elevado Desempenho Reforçado com Fibras. Encontro Nacional – Betão Estrutural – BE2012.
57. Richard, P.; Cheyrezy, M. (1995). Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research, 25, 1501-1511.
58. Robins, P., Austin, S., Chandler, J., Jones, P. (2001). Flexural Strain and Crack Width Measurement of Steel Fibre Reinforced Concrete by Optical Grid and Electrical Gauge Methods. Cement and Concrete Research, Vol. 31, 719-729, Elsevier Science Ltd.
59. Rodrigues, M., N., M. (2013). Estudo Experimental do Punçoamento Centrado em Lajes de Betão Leve. Dissertação de Mestrado, ISEC, Coimbra.
60. Saldanha, R., Júlio, E., Dias-da-Costa, D., Santos, P. (2012). Ensaio Slant Shear Modificado para obter roturas adesivas. Encontro Nacional Betão Estrutural. Universidade do Porto, Porto.
61. Santos, P. (2009). Assessment of the Shear Strenght between Concrete Layers. PhD Thesis, FCTUC, Coimbra.
62. Santos, P., Júlio, E. (2008). Development of a laser roughness analyser to predict in situ the bond strenght of concrete-to-concrete interfaces. Magazine of Concrete Research, V.60, No. 5, June 2008, pp. 329-337
63. Santos, P., Júlio, E. (2010). Effect of Filtering on Texture Assessment of Concrete Surfaces. ACI Materials Journal, Vol. 107 (1), pp. 113-122.
64. Santos, P., Júlio, E. (2014). Interface Shear Transfer on Composite Concrete Members. ACI Materials Journal, Vol. 111 (1), pp. 31-36.
65. Shi, C., Mo, Y. (2008). Engineering Materials for Technological Needs. Vol 1, High Performance Construction Materials: Science and Applications. Singapore: World Scientific, 431 p. ISBN-10 981-279-735-1.
66. Silva, B. M .M. (2007). Betão leve estrutural com agregados de argila expandida. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.Silva, J. (2015). Comportamento ao corte e à flexão de vigas com betões incorporando nanopartículas. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
67. Sousa, A., C. (1988). Fabrico e Propriedades do Betão, Volume I e II. Lnec, Lisboa.
68. Soutsos, M., Millard, S., Karaikos, K. (2005). Mix design mechanical properties, and impact resistance of reactive poder concrete (RPC). In International Workshop on High Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites in Strutural Applications (pp. 549-560).
69. Spasojevic A. (2008). Structural Implications of Ultra – High Performance fiber reinforced concreting bridge design. Tese de Doutoramento 4051, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Switzerland.

- 
70. Vitt, G. (2011). Understanding Steel Fibre Reinforced Concrete: Dramix ® Guidance to comprehending na extraordinary material. NV Bekaert SA, Zwevegem, Bélgica.
  71. Xing, F., Huang, D., Cao, L., Deng, L. (2006). Study on preparation technique for low-cost green reactive poder concrete. Key Engineering Materials, 302-303, 405-410.



## ANEXO A – Medições das Vigas

Foram efetuadas medições das vigas previamente a serem ensaiadas, de forma a avaliar possíveis desvios entre as mesmas nos cálculos experimentais e posterior análise. Assim, no quadro A.1.1 são apresentados os valores das seções da viga.

Quadro A.1.1 - Controle de medições das vigas produzidas

VIGA	ALTURA (m)			ESPESSURA (m)			COMPRIMENTO (m)
	h1	h2	h3	b1	b2	b3	
V0_T_REF	0,235	0,235	0,240	0,118	0,115	0,118	1,503
V1_T_L	0,246	0,244	0,246	0,120	0,120	0,120	1,505
V2_T_C	0,240	0,239	0,237	0,118	0,120	0,117	1,501
V3_T_R	0,250	0,248	0,245	0,121	0,120	0,121	1,507
V4_T_O	0,240	0,243	0,241	0,123	0,122	0,122	1,500
V5_T_L_F10	0,242	0,240	0,240	0,122	0,123	0,120	1,506
V6_T_O_F10	0,241	0,243	0,244	0,120	0,118	0,120	1,505
V7_T_SK	-	0,240	-	-	0,120	-	1,505

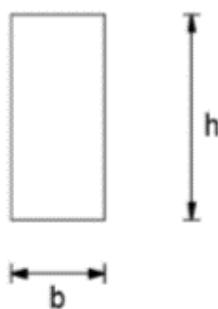


Figura A.1.1 - Ilustração das dimensões

Os valores da altura e largura foram medidos em três pontos para se poder observar divergências ocorridas na produção das vigas, sendo medidas no início, meio e final da viga.



## ANEXO B – Relação Força no Atuador – $\Sigma$ Forças de Reação

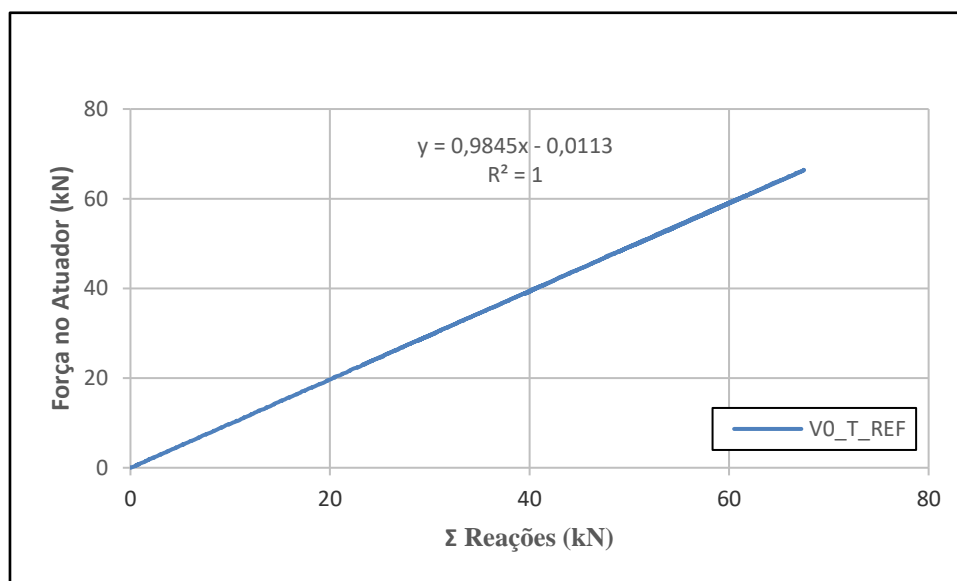


Figura B.1.1 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (VO\_T\_REF)

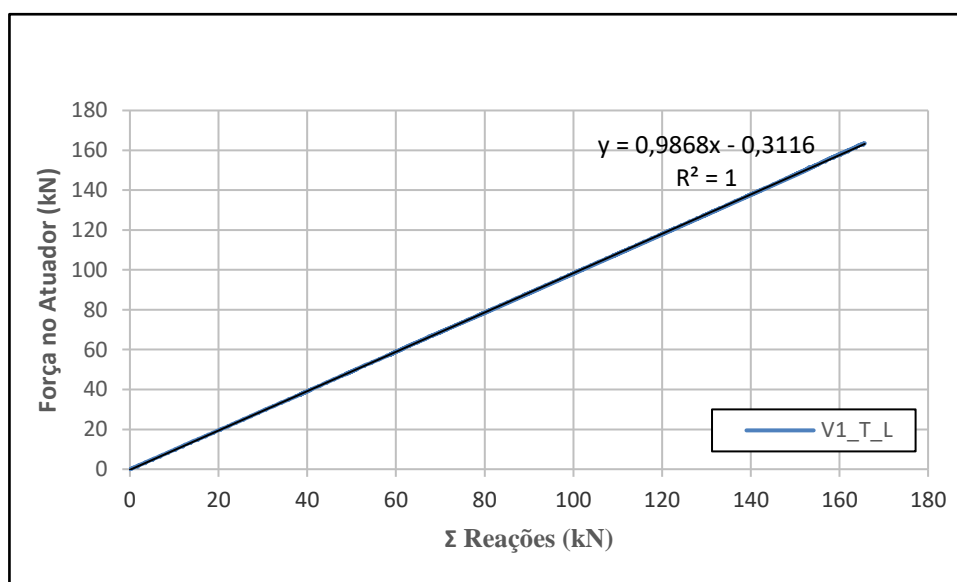


Figura B.1.2 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (V1\_T\_L)

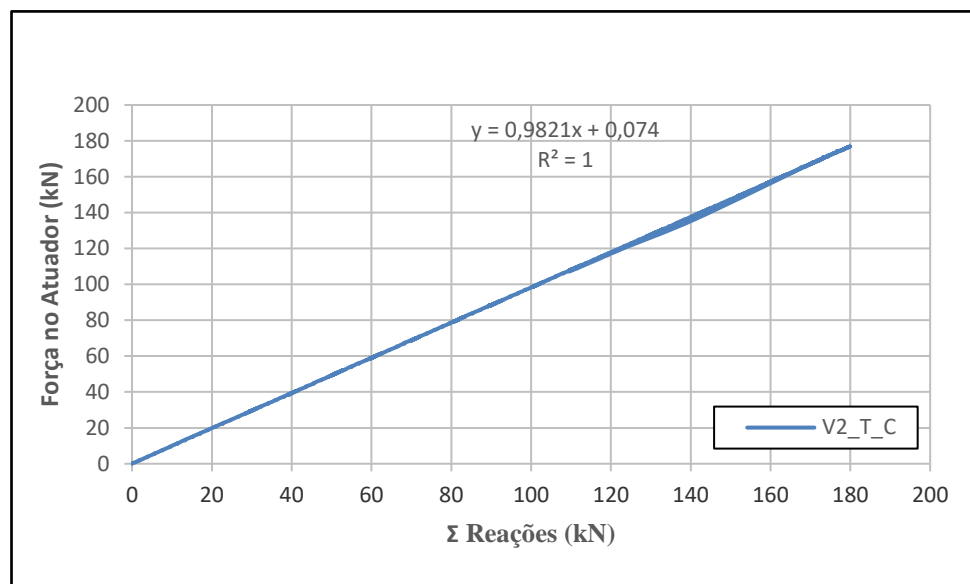


Figura B.1.3 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (V2\_T\_C)

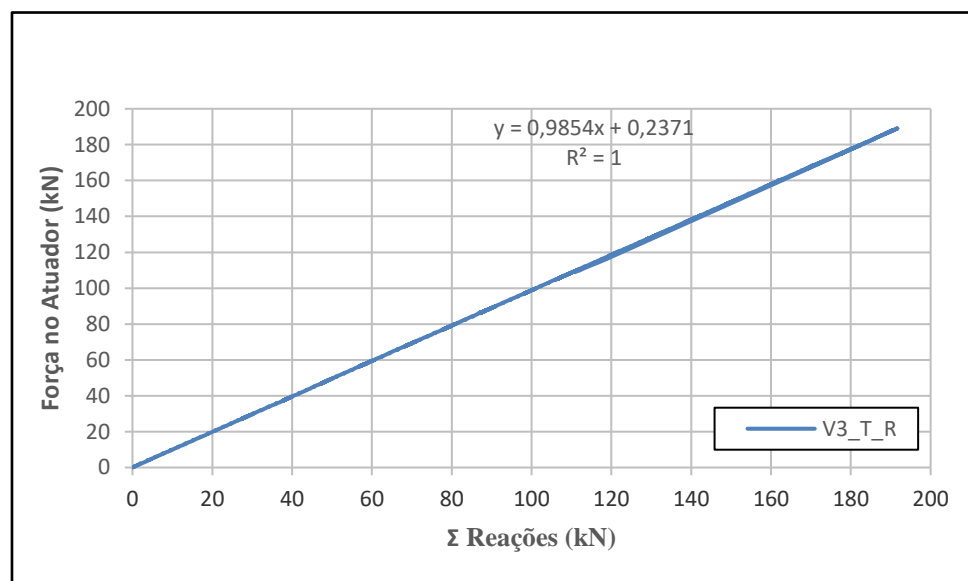


Figura B.1.4 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (V3\_T\_R)



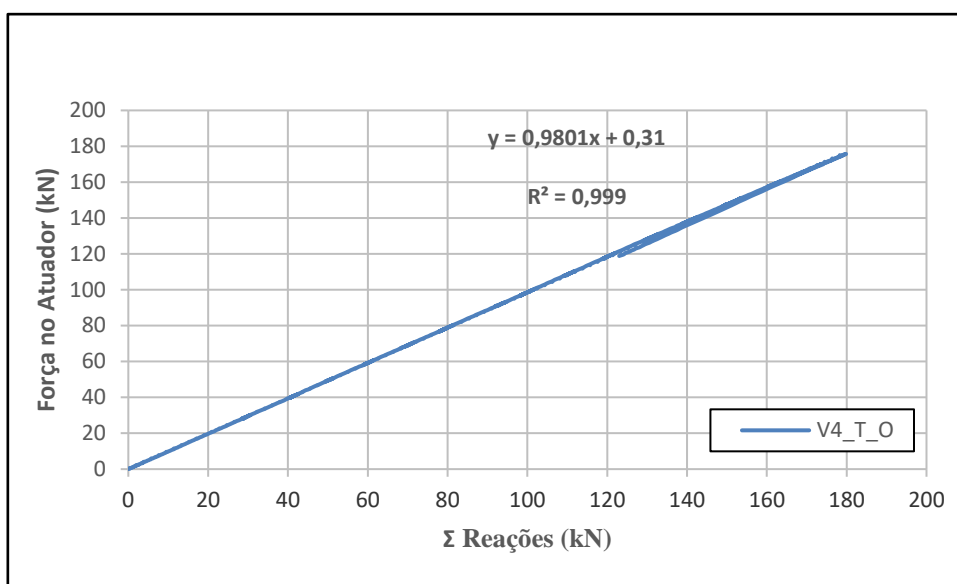


Figura B.1.5 - Relação Força no Atuador - Σ Forças de reação (V4\_T\_O)

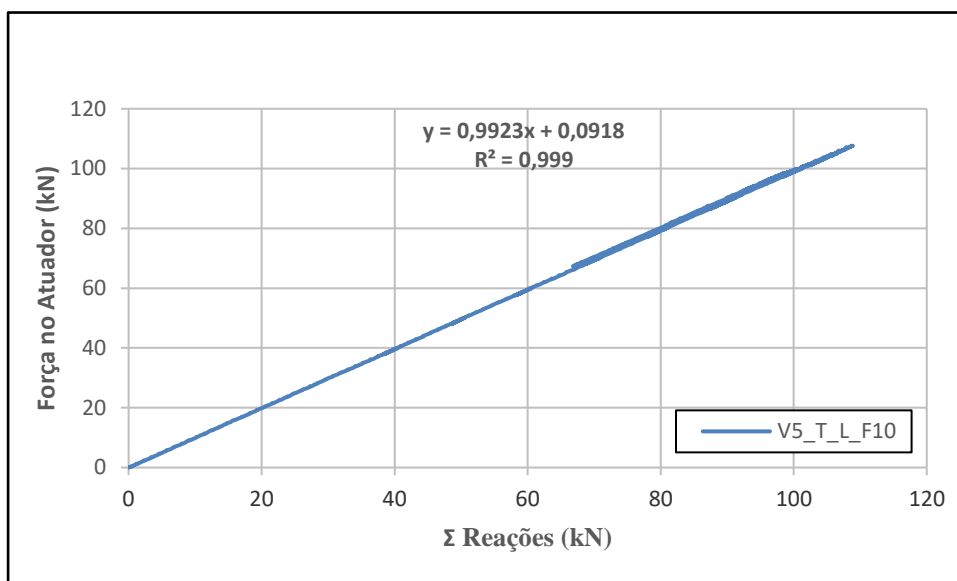


Figura B.1.6 - Relação Força no Atuador - Σ Forças de reação (V5\_T\_L\_F10)

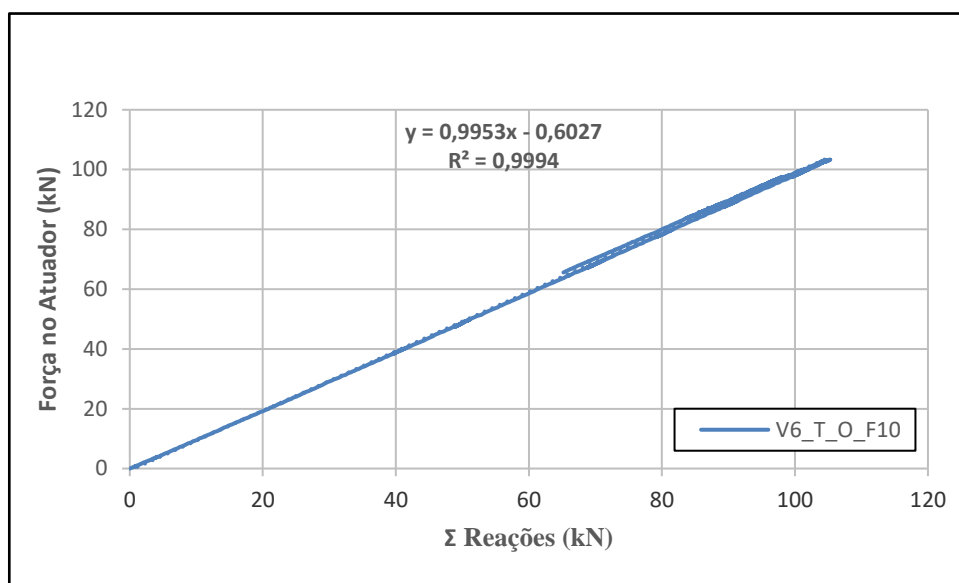


Figura B.1.7 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (V6\_T\_O\_F10)

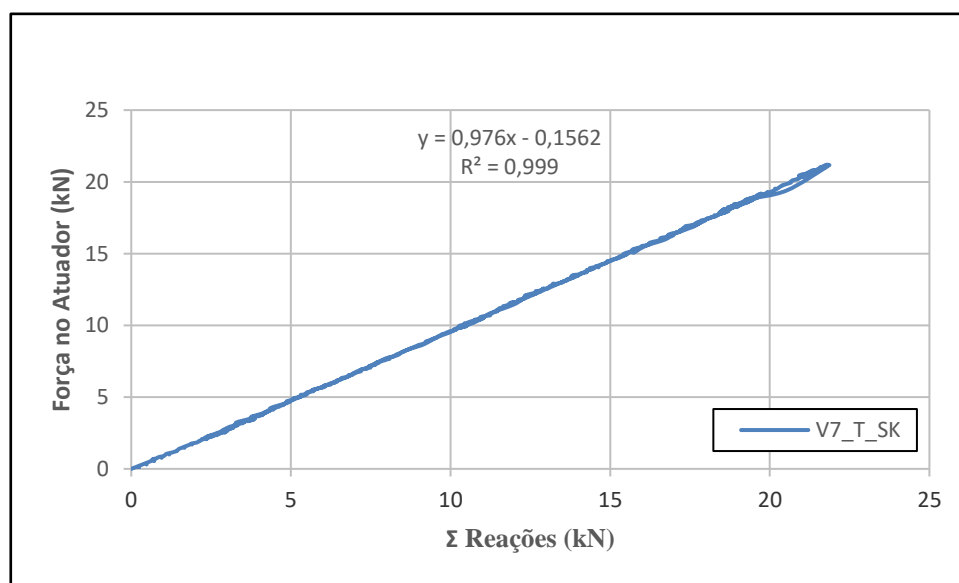


Figura B.1.8 - Relação Força no Atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (V7\_T\_SK)

## ANEXO C – Relação Carga – Deslocamento

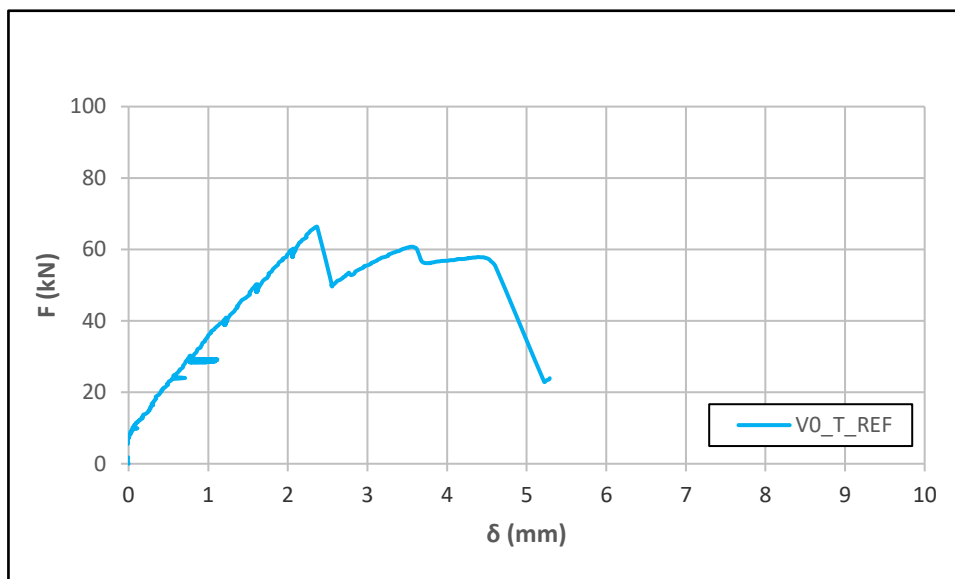


Figura C.1.1 - Relação Carga/Deslocamento (VO\_T\_REF)

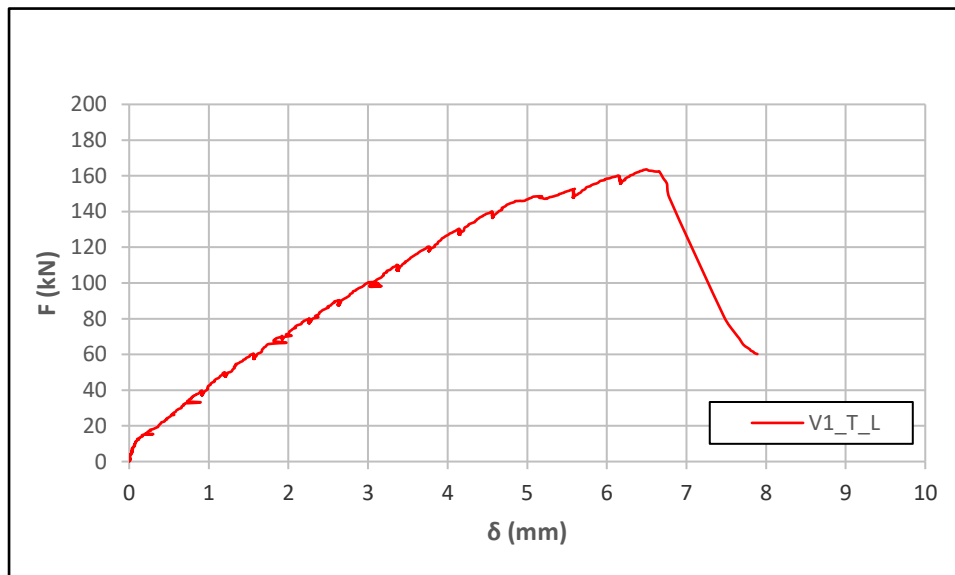


Figura C.1.2 - Relação Carga/Deslocamento (V1\_T\_L)

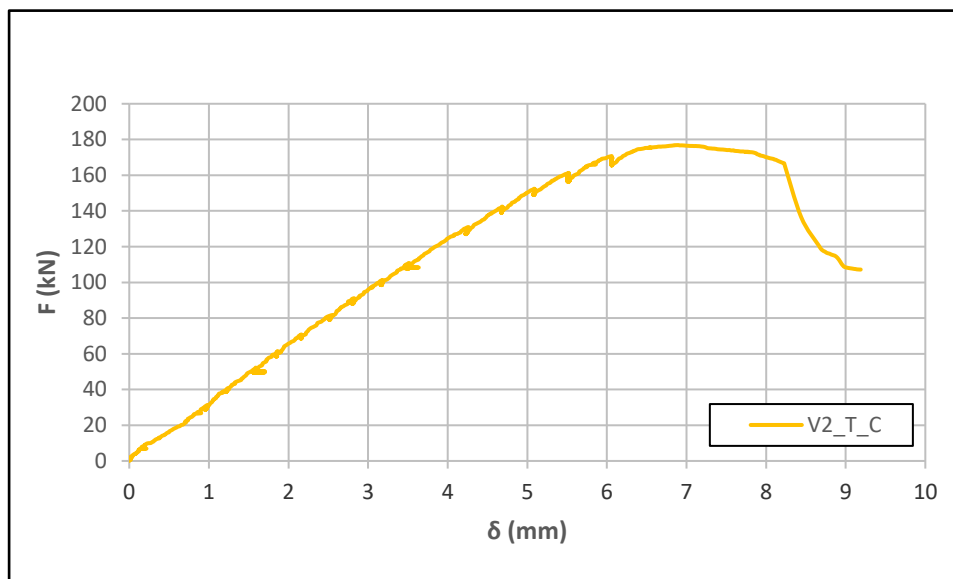


Figura C.1.3 - Relação Carga/Deslocamento (V2\_T\_C)

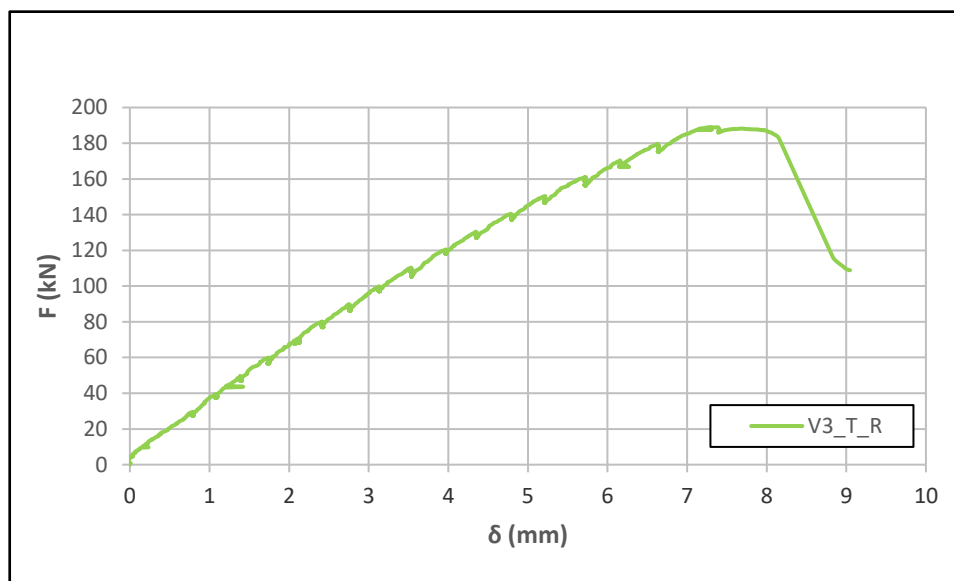


Figura C.1.4 - Relação Carga/Deslocamento (V3\_T\_R)

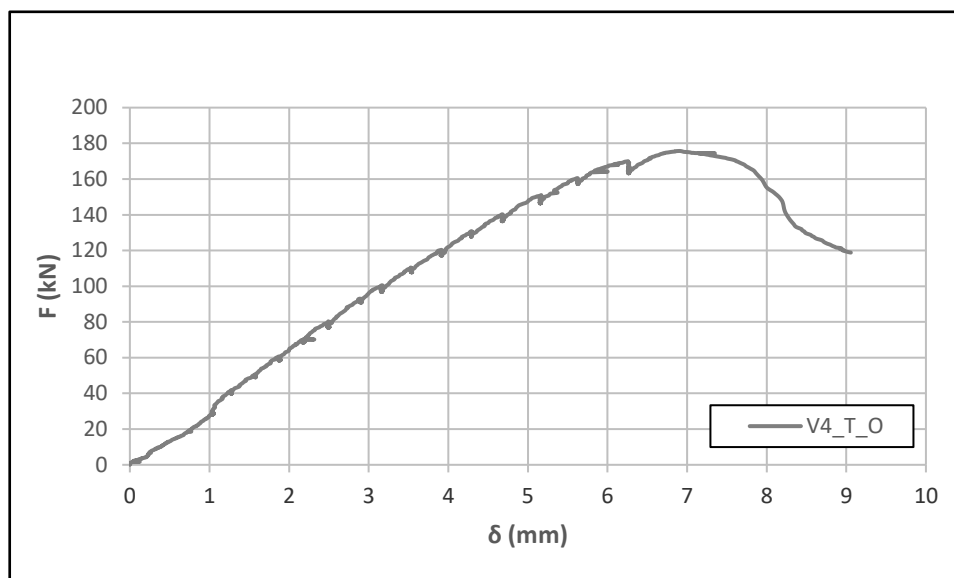


Figura C.1.5 - Relação Carga/Deslocamento (V4\_T\_O)

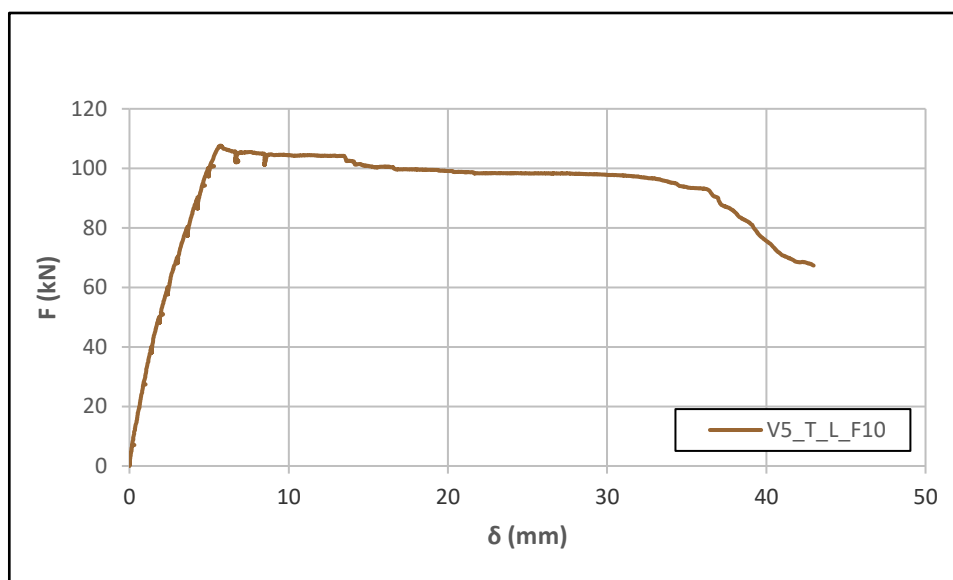


Figura C.1.6 - Relação Carga/Deslocamento (V5\_T\_L\_F10)

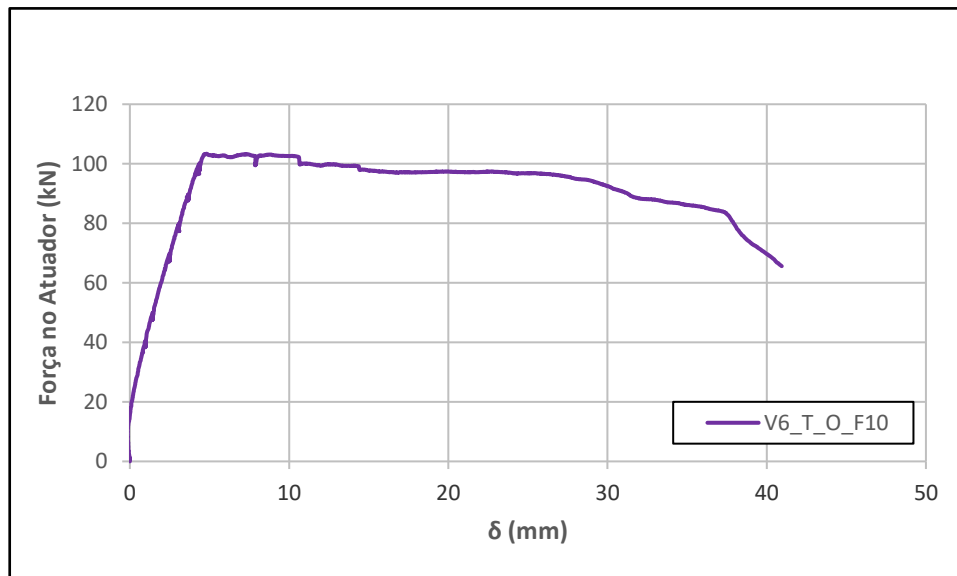


Figura C.1.7 - Relação Carga/Deslocamento (V6\_T\_O\_F10)

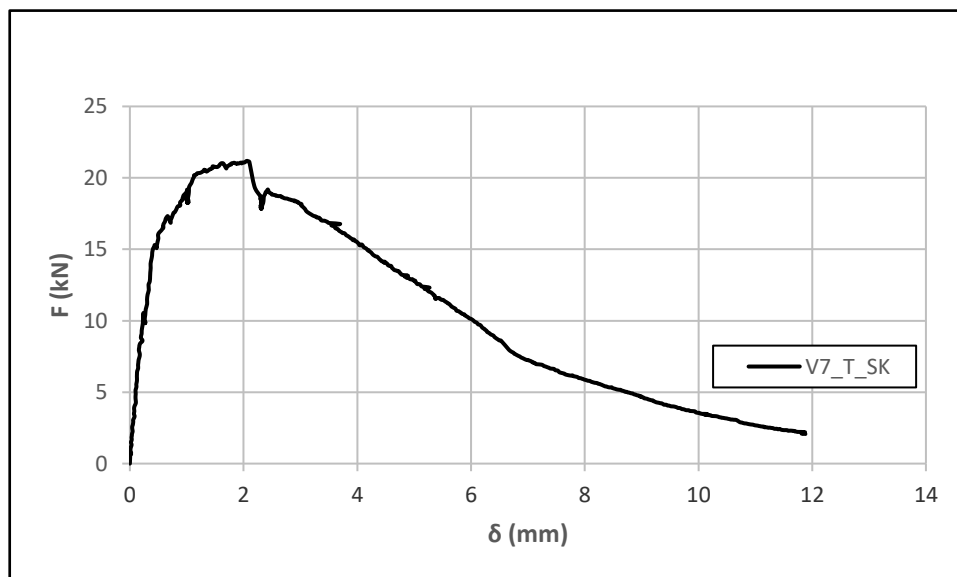


Figura C.1.8 - Relação Carga/Deslocamento (V7\_T\_SK)

## ANEXO D – Cálculo do Esforço Transverso Teórico ( $V_{teo}$ )

### $V_{teo}$ – Vigas sem fibras

O valor  $V_{teo}$ , que corresponde a viga V0\_T\_REF, foi calculado utilizando a expressão indicada no *Model Code 2010*.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (G.1)$$

Sendo,

$$V_{Rd,máx} = k_c \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \times \sin \theta \times \cos \theta \quad (G.2)$$

Em que,

$$k_c = k_\varepsilon \times \eta_{fc} \quad (G.3)$$

$$\eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{cm,cil}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad (G.4)$$

$$k_\varepsilon = 0,55 \text{ (nível 1)} \quad (G.5)$$

Com as seguintes componentes:

- Contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (G.6)$$

Sendo que:

$$\rho_w \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times z \times b_w \quad (G.7)$$

$$z = 0,9 \times d \quad (G.8)$$

$V_{Rd,s} = 0$ , pois não se consideram estribos na zona de rotura.

- Contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm.cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (G.9)$$

Sendo que:

$$k_v = \frac{180}{1000 \times 1,25 \times z} \text{ (nível 1)} \quad (G.10)$$

### V<sub>teo</sub> – Vigas com *superskin* reforçada com fibras

O cálculo do V<sub>teo</sub> das vigas com fibras, ou seja, vigas com *superskin*, foi realizado tendo em conta o *Model Code 2010*, sendo o seu cálculo efetuado com recurso a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,F} \quad (G.11)$$

Com as seguintes componentes:

- Contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (G.12)$$

Sendo calculado da mesma forma que V<sub>Rd,s</sub> dos elementos sem fibras.

$V_{Rd,s} = 0$ , pois não se consideram estribos na zona de rotura.

- Contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm.cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (G.13)$$

Sendo que:

$$k_v = \frac{180}{1000 \times 1,25 \times z} \text{ (nível 1)} \quad (G.14)$$



- Contributo da *superskin*, para betão com fibras

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \left[ 100 \times \rho_1 \left( 1 + 7,5 \times \frac{f_{Ftuk}}{f_{cm,cil}} \right) \times f_{cm,cil} \right]^{\frac{1}{3}} \times 0,15 \sigma_{cp} \right\} b_w \times d \quad (G.15)$$

em que,

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (G.16)$$

e,

$$f_{Fts} = 0,45 \times f_{R1} \quad (G.17)$$

Com o cálculo intermédio:

$$0,15 \sigma_{cp} = 0 \quad (G.18)$$

Sendo que:

$$V_{Rd,Fmin} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (G.19)$$

$$v_{min} = 0,035 \times k_1^{\frac{2}{3}} \times f_{cm,cil}^{\frac{1}{2}} \quad (G.20)$$

Com,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (G.21)$$

Legenda:

- $A_{sw}$ : área de armadura transversal ( $m^2$ );
- $S_w$ : espaçamento entre estribos (m);
- $Z$ : distância ao eixo neutro (m);
- $F_{ywd}$ : valor característico do aço (MPa);
- $\gamma_c$ : fator de segurança do betão;
- $\theta$ : inclinação das tensões de compressão (em graus);
- $\alpha$ : inclinação dos estribos em relação ao eixo (em graus);
- $f_{cm,cil}$ : valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (cilindros) (MPa);
- $k_e$ : coeficiente (MC2010);
- $k_v$ : fator para membros sem carga axial significativa (MC2010, *Level 1*);
- $\rho_w$ : percentagem de armadura transversal;
- $b_w$ : menor largura da secção transversal na área tracionada (igual a b) (mm);
- $\rho_l$ : taxa de armadura longitudinal;
- $k$ : fator que leva em consideração o efeito de tamanho;
- $w_u$ : valor máximo de abertura das fendas, aceite no dimensionamento estrutural;
- $f_{Ftuk}$ : valor característico da resistência à tração residual máxima FRC (MPa);
- $d$ : altura útil da secção (mm);
- $f_{Fts}$ : resistência residual de manutenção;
- $f_{R1}$ : valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 0,5 mm (MPa);
- $f_{R3}$ : valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 2,5 mm (MPa).